Étude de caractérisation de la terre jaune, de formulation de bétons de terre et de caractérisation mécanique des bétons de terre confectionnés

par

Nahouo SORO

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

MONTRÉAL, LE 15 NOVEMBRE 2017

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

Nahouo Soro, 2017

Cette licence Creative Commons signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Claudiane Ouellet-Plamondon, directrice du mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Marie-José Nollet, codirectrice du mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Frédéric Monette, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Luc Pellecuer, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Pierre Lacroix, Jury externe
Ville de Montréal

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 03 NOVEMBRE 2017

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

AVANT-PROPOS

La construction en terre représente aujourd'hui un défi majeur. Elle implique en effet des enjeux à divers niveaux : économique, social, psychologique, sociologique et autres.

Dans le secteur de la construction, les architectes, les ingénieurs, les concepteurs et les bâtisseurs ne se donnent plus de limite pour aller le plus loin possible dans la révolution qu'a connue la construction de l'ère contemporaine. Les matériaux nouveaux utilisés sont soutenus par des firmes qui ont donné à ces derniers les moyens de façonner le monde de la construction en génie civil. De partout dans le monde, les constructions pharaoniques rivalisent dans la réalisation de gratte-ciels, de ponts, de barrages et d'infrastructures diverses.

Ainsi, un retour aux sources par une réappropriation des techniques et de la construction en terre constitue un enjeu de taille à divers plans. Au plan économique, construire en terre à grande échelle tout en changeant l'ordre établi engendrerait une perte pour les firmes des matériaux tels que le ciment, l'acier et le bois. Au plan social, la technique proposée dans cette recherche doit faciliter l'accès au logement. On le sait, l'atteinte de ce besoin fondamental pour tout humain reste asymptotique jusqu'à présent si l'on considère d'une part la croissance démographique et d'autre part la pauvreté des populations. C'est un enjeu au plan psychologique, car la perception et l'acceptation des constructions en terre ne sont pas les mêmes dans toutes les parties du monde. Pour certains, construire en terre est synonyme de pauvreté tandis que pour d'autres, c'est la recherche d'un luxe, d'un confort réconciliés avec notre environnement naturel. Au plan sociologique, les populations doivent s'habituer à vivre dans des habitations, des quartiers et des villes construites en terre.

Malgré ce défi, cette recherche présente un intérêt particulier. Même s'il n'est pas encore possible de réaliser les mêmes types de réalisations qu'avec les nouveaux matériaux, il existe au Québec, au Canada comme partout dans le monde des ouvrages cibles ainsi qu'une population cible favorable à la préservation de l'environnement et à la construction en terre en particulier. Tenant compte de sa contribution pour notre société, nous nous sommes sentis

interpellés et sensibilisés à travailler pour l'avancement des connaissances dans ce secteur particulier de la construction en terre encore très peu pratiquée au Québec et au Canada.

Comme pour faire un parallèle aux études du CRAterre sur le pisé H_2O ou la terre coulée expérimentée en région d'Isère en France, ce projet part avec un échantillon de terre de Mascouche. Ce choix se justifie par le fait que cette terre disponible en grande quantité devait être utilisée pour la construction de l'insectarium de la ville Montréal. Dans cet ouvrage projeté en terre par la Ville de Montréal, l'École de technologie était un partenaire technique.

Cette recherche n'est qu'une ébauche de ce vaste sujet et une sensibilisation au concept de la construction en terre. Il n'est donc pas possible de prétendre avoir trouvé les réponses aux nombreuses questions posées par ce processus de construction en l'espace d'un mémoire.

La recherche appelle la recherche dit-on. Aussi, il est souhaitable que d'autres chercheurs emboitent le pas afin d'éclairer à terme les populations et les décideurs sur le béton de terre comme matériau de construction de bâtiments à usages spécifiques tel que l'insectarium de Montréal, ou encore des bâtiments à vocation particulière ou expérimentale dans un premier temps au Canada et particulièrement dans la province du Québec.

REMERCIEMENTS

Au moment où cette étude s'achève, il convient de remercier très sincèrement toutes les personnes qui de près ou de loin ont contribué de quelque manière que ce soit à la réalisation du mémoire.

En particulier, je voudrais remercier mes directrices de recherche, Mesdames Claudiane Ouellet-Plamondon et Marie-José Nollet, respectivement directrice et co-directrice du mémoire. Leurs conseils avisés, leur disponibilité sans faille et leurs appuis très appréciés tout au long de cette étude m'ont permis de bénéficier d'un encadrement idéal pour la conduite de cette recherche. Je leur manifeste ainsi toute ma reconnaissance.

Je remercie les techniciens des laboratoires sollicités, Messieurs Juan Rios Mauricio, Alexis Vadeboncoeur, Sylvain Bibeau et Michel Preda pour leur disponibilité et leur apport appréciable tout au long de ce travail allant de la collecte des matériaux jusqu'à la réalisation des essais de laboratoire.

J'adresse mes remerciements à ma famille, mon épouse Koné épouse Soro Fatou et mes enfants Soro Gninima Mohamed, Soro Nahouo Gnoudanhan Gbambélé Abdul-Salam, Soro Nahouo Ouodio Abdul-Rahim, Soro Nahouo Songonfori Abdul-Aziz et Soro Nahouo Nerigninniden Djanah, pour son soutien inestimable et pour les privations subies du fait de ma non disponibilité quand elle avait besoin de ma présence.

Mes remerciements s'adressent également aux entreprises et partenaires du projet à savoir la Ville de Montréal, Les Sols Champlain à Mascouche et la société BAUVAL à St-Hippolyte. Je remercie en particulier monsieur Alain Marchand et monsieur François Guilbault pour la fourniture respectivement de la terre jaune et du gravier naturel.

Je fais un clin d'œil à mes amis, en particulier Kaba Kossè Emmanuel et Coulibaly Idrissa, pour leur contribution morale, technique et même matérielle dans la conduite de ce mémoire.

Enfin, je ne saurais oublier l'École de technologie supérieure (ÉTS) qui, en initiant ce sujet de recherche original, a fait la démonstration de sa position prépondérante d'avant-gardiste dans l'appui à l'industrie au Québec et dans le monde.

ÉTUDE DE CARACTÉRISATION DE LA TERRE JAUNE, DE FORMULATION DE BÉTONS DE TERRE ET DE CARACTÉRISATION MÉCANIQUE DES BÉTONS DE TERRE CONFECTIONNÉS

Nahouo SORO

RÉSUMÉ

Les changements climatiques sont influencés par les gaz polluants issus de l'activité humaine dont le secteur de la construction en particulier. Pour faire face à ce phénomène, les pratiques anciennes de construction en terre constituent une alternative. L'utilisation de la terre comme alternative est par ailleurs confortée par la rareté des granulats (sable et pierres), à moyen terme dans certaines parties du monde vu leur forte utilisation. La présente recherche menée dans le contexte québécois et canadien contribue à améliorer les connaissances sur ce matériau tout en participant, dans une certaine mesure, à la lutte contre le réchauffement climatique.

L'objectif général du projet est d'étudier la faisabilité technique de produire des mélanges en béton de terre jaune du Québec pour une utilisation dans la construction au Québec. Le programme expérimental exploratoire comporte trois phases intimement liées, déclinant les objectifs spécifiques de l'étude. La première est consacrée à la caractérisation de la terre. Les essais de mécaniques de sols réalisés permettent de connaître les propriétés de la terre. La deuxième détermine les formulations pour la confection de cylindres de bétons de terre. Les paramètres déterminés en première phase sont utilisés à cette fin. La troisième concerne la caractérisation mécanique des spécimens de béton de terre. Les résistances de 15 MPa et de 1 MPa sont attendues pour les bétons stabilisés au ciment portland à 28 jours.

Les principaux résultats obtenus indiquent la présence de matières organiques à raison de 10 % dans la partie fine du matériau. Sa granulométrie comprend 4 % d'argile et de matières organiques, 8 % de silt, 85 % de sable et 3 % de gravier. Il est sableux avec des traces de gravier, de silt et d'argile, et comporte une granulométrie très serrée avec des coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c) respectifs de 3,08 et 1,17. Son module de finesse est de 0,60 et est faible. Le béton de terre ne se conforme pas aux principes des bétons traditionnels notamment pour la cure et la réaction d'hydratation s'il y a lieu. Les résistances à la compression à 28 jours variant de 0,11 à 9,52 MPa sont faibles contrairement aux hypothèses posées. Elles continuent d'augmenter dans le temps et se stabilisent après 56 jours. L'ajout de metakaolin a amélioré d'environ 100 % les résistances à la compression. Les mesures ultrasoniques confirment la même tendance d'évolution observée par les essais de compression sur une période 90 jours. De nouvelles recherches doivent se faire dans le but de mieux comprendre le comportement des sols avant leur utilisation dans la construction au Québec.

Mots-clés : construction, terre jaune, béton de terre, pisé, caractérisation, essais mécaniques, metakaolin, bâtiments.

YELLOW EARTH CHARACTERIZATION STUDY, EARTH CONCRETE MIXES DESIGN AND MECHANICAL CHARACTERIZATION OF MIXED EARTH CONCRETE

Nahouo SORO

ABSTRACT

Climate change is influenced by polluting gases resulting from human activities, including particularly the construction sector. To cope with this phenomenon, the ancient practice of earthen construction is an alternative.The use of earth as an alternative is also reinforced by the lack of aggregates (sand and stones) in the medium term in some part of the world given their high use.This research project conducted in the Quebec and Canadian context contribute to knowledge on this material and to another extend to the decrease and the fight against global warming.

The overall objective of the project is to study the technical feasibility of producing Quebec yellow earth concrete mixes for use in construction in Quebec. The exploratory experimental program consists of three interrelated phases describing the specific objectives of the study. The first phase is focused on soil characterization. The laboratory tests have been performed with the aim to evaluate the properties of the earth. The second phase determines the formulations for making earth concrete cylinders. The parameters determined in the first phase are used for this purpose. The third phase is related to the mechanical characterization of soil concrete specimens. The strength of 15 MPa and 1 MPa are expected for the mixes stabilized with portland cement at 28 days.

The main results obtained indicate that the organic matter of the fine part of the material is 10 %. The soil gradation contains 4 % of clay and organic matter, 85 % of sand and 3 % of gravel. It is sandy with traces of gravel, silt and clay and its gradation curve is poorly graded with coefficients of uniformity (C_u) and of curvature (C_c) respectively 3.08 and 1.17. Its fineness modulus (FM) is 0.60. The earth concrete does not conform to the principles of standard concretes especially for curing and hydration reaction if necessary. The compressive strength of 0,11 to 0,95 MPa is low in contrast to the assumptions. They increase over time and hold steady after 56 days. The addition of metakaolin improved by about 100 % the compressive strengths. The results of ultrasonic tests confirm the same trend of increasing observed by performing the compression tests over a period of 90 days. Further research is needed to better understand the behavior of soils before they are used in construction in Québec.

Keywords : construction, yellow earth, earthen concrete, rammed earth, characterization, mechanical tests, metakaolin, buildings.

TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE 9
1.1 Matériau terre 9
1.2 Techniques de fabrication et de pose 11
1.2.1 Techniques de fabrication 11
1.2.2 Techniques de pose 12
1.3 Techniques de construction utilisées dans la construction moderne 14
1.3.1 Pisé 14
1.3.2 Terre coulée ou béton de terre 17
1.3.3 Blocs de terre comprimée (BTC) 18
1.4 Applications possibles 18
1.4.1 Constructions en pisé 18
1.4.2 Constructions en blocs de terre comprimée 22
1.4.3 Constructions en béton de terre 23
1.5 Normes 24
1.5.1 Canada 24
1.5.2 États-Unis 25
1.5.3 Ailleurs dans le monde 25
1.6 Sols 27
1.6.1 Sols pour la construction 27
1.6.2 Granulométrie des sols pour la construction en terre 28
1.6.3 Sols du Québec 31
1.6.4 Stabilisation des sols 32
1.6.5 Aspects environnementaux de la terre stabilisée 37
1.7 Conclusion 40

CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE ET MATÉRIAUX 43
2.1 Description des matériaux utilisés 43
2.2 Méthode expérimentale 44
2.3 Description des essais selon les normes 47
2.3.1 Phase I 47
2.3.2 Phase II 49
2.3.3 Phase III 50
2.4 Échantillonnage 51
2.4.1 Sites de prélèvement 51
2.4.1.1 Terre jaune 51
2.4.1.2 Pierres naturelles 53
2.4.1.3 Pierres concassées 54
2.4.2 Méthode de réduction d'échantillons de laboratoire 55
2.5 Conclusion 56

CHAPITRE 3 PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES 57
3.1 Phase I : Caractérisation des granulats (terre jaune et pierres naturelles).....57
3.1.1 Essais de caractérisation de la terre jaune 58
3.1.1.1 Teneur en eau 58
3.1.1.2 Particules fines 59
3.1.1.3 Analyse granulométrique 60
3.1.1.4 Matières organiques 62
3.1.1.5 Essai Proctor 65
3.1.1.6 Limites d'Atterberg 66
3.1.1.7 Densité-absorption 67
3.1.1.8 Diffraction DRX 68
3.1.2 Essais de caractérisation de la pierre naturelle 70
3.1.2.1 Granulométrie par tamisage 70
3.1.2.2 Gros granulat : densité-absorption 70
3.1.2.3 Masse volumique 71
3.2 Phase II : Formulation du béton de terre.....73
3.2.1 Principe de la formulation de béton de terre 74
3.2.2 Paramètres particuliers 77
3.2.2.1 Formulation SC-1r (F1) 77
3.2.2.2 Formulation SC-2r (F2) 77
3.2.2.3 Formulation Sar (F3) 78
3.2.2.4 Formulation SNr (F4) 78
3.2.2.5 Formulation SMa (F5) 79
3.2.2.6 Formulation SC-3a (F6) 80
3.2.2.7 Tableau récapitulatif des granulats 81
3.2.3 Préparation des matériaux de la gâchée 83
3.2.4 Confection des bétons de terre 84
3.2.5 Cure des éprouvettes de béton 86
3.3 Phase III : Caractérisation mécanique du béton de terre.....88
3.3.1 Montage expérimental 88
3.3.2 Essai de compression 89
3.3.3 Essai de traction indirecte 92
3.3.4 Essai de calorimétrie 93
3.3.5 Essai ultrasonique 94

CHAPITRE 4 PRÉSENTATION DES RÉSUTATS 96
4.1 Phase I : Caractérisation des granulats.....96
4.1.1 Essais de caractérisation de la terre jaune 96
4.1.1.1 Teneur en eau 96
4.1.1.2 Particules fines 96
4.1.1.3 Analyse granulométrique 97
4.1.1.4 Synthèse des courbes granulométriques par tamisage et par sédimentométrie 99
4.1.1.5 Matières organiques 101
4.1.1.6 Essai Proctor 103

4.1.1.7 Limites d'Atterberg 105
4.1.1.8 Densité-absorption 105
4.1.1.9 Diffraction DRX 106
4.1.2 Essais de caractérisation des pierres naturelles 106
4.1.2.1 Analyse granulométrique par tamisage 106
4.1.2.2 Densité-absorption 107
4.1.2.3 Masse volumique 108
4.2 Phase II : Formulations du béton de terre 108
4.3 Phase III : Caractérisation mécanique des bétons de terre confectionnés 111
4.3.1 Essai de compression 111
4.3.2 Essai de traction indirecte 114
4.3.3 Essai de calorimétrie 115
4.3.4 Essai ultrasonique 117

CHAPITRE 5 INTERPRÉTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS 119
5.1 Phase I : Caractérisation des granulats 119
5.1.1 Essais de caractérisation de la terre jaune 119
5.1.1.1 Granulométrie de la terre jaune 120
5.1.1.2 Matières organiques 122
5.1.1.3 Essai Proctor 123
5.1.1.4 Limites d'Atterberg et diffraction DRX 123
5.1.2 Essais de caractérisation des pierres naturelles 123
5.1.2.1 Granulométrie des pierres naturelles 124
5.2 Phase II : Formulation du béton de terre 125
5.2.1 Essai d'affaissement 125
5.2.2 Essai de masse volumique 126
5.2.3 Essai de teneur en air 126
5.2.4 Essai calorimétrique 127
5.2.5 Cure du béton 128
5.3 Phase III : Caractérisation mécanique des bétons de terre confectionnés 128
5.3.1 Essai de compression 128
5.3.2 Essai de traction 131
5.3.3 Essais ultrasoniques 132
5.4 Efficacité de la stabilisation au ciment portland 133
5.5 Techniques d'amélioration de la terre jaune 134

CONCLUSION 137

RECOMMANDATIONS 143

ANNEXE I SOLS DE MONTREAL 145

ANNEXE II FICHES TECHNIQUES DE LA TERRE JAUNE 147

ANNEXE III FICHES TECHNIQUES DES PIERRES CONCASSÉES 149

ANNEXE IV TENEUR EN EAU 153

ANNEXE V ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES PAR TAMISAGE.....155

ANNEXE VI ANALYSES SÉDIMENTOMÉTRIQUES DE LA TERRE JAUNE.....161

ANNEXE VII MATIÈRES ORGANIQUES.....167

ANNEXE VIII ESSAI PROCTOR.....169

ANNEXE IX GRANULOMÉTRIE PAR TAMISAGE DES PIERRES NATURELLES.....171

ANNEXE X TENEURS DES CONSTITUANTS DU BÉTON DE TERRE.....175

ANNEXE XI VOLUME DE BÉTON PAR GÂCHÉE.....176

ANNEXE XII ESSAIS DE COMPRESSION ET DE TRACTION DES BÉTONS F1.....179

ANNEXE XIII ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F2.....181

ANNEXE XIV ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F3.....183

ANNEXE XV ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F4.....185

ANNEXE XVI ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F5.....187

ANNEXE XVII ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F6.....189

ANNEXE XVIII MESURES ULTRASONIQUES.....191

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....195

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Résistances visées selon le taux de stabilisation en ciment 36

Tableau 1.2 Types de sols des études révisées 36

Tableau 1.3 Masse et CO_2 pour la production de 1 m^2 de mur en bloc de béton ou béton d'argile SCCC.....39

Tableau 2.1 Liste des essais de caractérisation de la première phase.....48

Tableau 2.2 Essais et normes pour la deuxième phase 50

Tableau 2.3 Essais et normes pour la troisième phase.....51

Tableau 3.1 Dénomination des formulations.....75

Tableau 3.2 Hypothèses et paramètres des formulations.....76

Tableau 3.3 Variables utilisées pour la formulation 76

Tableau 3.4 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SC-1r (F1) 77

Tableau 3.5 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SC-2r (F2) 78

Tableau 3.6 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation Sar (F3).....78

Tableau 3.7 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SNr (F4) 79

Tableau 3.8 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SMa (F5) 80

Tableau 3.9 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SC-3r (F6) 80

Tableau 3.10 Paramètres d'ajustement des quantités.....81

Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des masses des constituants pour 1 m^3 de béton de terre.....82

Tableau 3.12 Proportions des pierres naturelles dans le combiné 83

Tableau 3.13 Proportions des pierres concassées dans le combiné 84

Tableau 3.14 Quantités réelles de la gâchée selon les formulations.....84

Tableau 3.15 Cure des bétons de terre.....87

Tableau 4.1 Résultat de teneur en eau 96

Tableau 4.2 Coefficients d'uniformité et de courbure de la terre jaune 100

Tableau 4.3 Module de finesse de la terre jaune.....101

Tableau 4.4 Synthèse des pertes au feu des matières organiques.....102

Tableau 4.5 Optimum Proctor 104

Tableau 4.6 Résultat de densité-absorption 105

Tableau 4.7 Valeurs moyennes densité-absorption 105

Tableau 4.8 Résultats de l'analyse DRX.....106

Tableau 4.9 Résultat densité - absorption des pierres naturelles 108

Tableau 4.10 Masse volumique des granulats 108

Tableau 4.11 Tableau récapitulatif des données mesurées sur le béton de terre frais ...110

Tableau 4.12 Tableau récapitulatif des résistances à la compression.....112

Tableau 4.13 Résistance à la traction pour SC-1r (F1).....115

Tableau 5.1 Tableau des masses volumiques 126

Tableau 5.2 Valeurs des indices b_i.....134

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1 La roue des techniques 13

Figure 1.2 Essai Proctor modifié pour 3 séries de spécimens L, O et H 15

Figure 1.3 Courbes des contraintes des séries L, O et H 15

Figure 1.4 Réalisation de murs en pisé compacté par : (a) pisoir, ... 16

Figure 1.5 Mur en pisé décoffré 16

Figure 1.6 Conception type d'un bâtiment en pisé de deux étages 17

Figure 1.7 Constructions traditionnelles en pisé en France (rammed earth) 19

Figure 1.8 Hôpital de Feldkirch, Autriche 20

Figure 1.9 Studio en pisé construit par l'architecte Rick Joy en 1997 21

Figure 1.10 Centre culturel du désert 22

Figure 1.11 Constructions en BTC : Collège Abidjan-Abobo (Côte d'Ivoire) 23

Figure 1.12 Réparation d'un mur en pisé : (a) bouchage de trous; 24

Figure 1.13 Vue d'ensemble des normes et documents normatifs 26

Figure 1.14 Vue d'ensemble des normes et documents normatifs (nomenclature) 27

Figure 1.15 La terre à pisé 28

Figure 1.16 Distribution des particules du sol selon la méthode du triangle 29

Figure 1.17 Distribution des particules pour un sol riche en argile, en silt et en sable 30

Figure 1.18 Granulométrie des sols pour la construction en terre 31

Figure 1.19 Courbes de prise du ciment portland 35

Figure 1.20 Courbes de l'indice bi en fonction de la résistance à la compression à 28 jours 38

Figure 1.21 Courbes de l'indice bi en fonction 38

Figure 2.1 Programme expérimental de l'étude 46

Figure 2.2 Site de prélèvement de la terre jaune à Mascouche 52

Figure 2.3 Pile de terre à la sablière Les sols Champlain à Mascouche.....52

Figure 2.4 Site de prélèvement des pierres naturelles à Saint-Hippolyte.....53

Figure 2.5 Pile de pierres naturelles à Saint-Hippolyte.....54

Figure 2.6 Pierres concassées 5/10 mm (1/4"), 10/14 mm (1/2") et 14/20 mm (3/4").....55

Figure 2.7 Appareils de réduction d'échantillons : 56

Figure 3.1 (a) Échantillon de terre jaune;.....59

Figure 3.2 Échantillons préparés pour l'opération de lavage 60

Figure 3.3 (a) série de tamis; (b) tamiseur mécanique; (c) retenus aux tamis.....61

Figure 3.4 Échantillons de la sédimentométrie 62

Figure 3.5 (a) Matériels utilisés; (b) Test en progression.....62

Figure 3.6 (a) Plaque de couleur étalon de référence, (b) préparation du test.....63

Figure 3.7 (a) Échantillons préparés ; (b) Four à ignition ;.....65

Figure 3.8 (a) 8 Échantillons; (b) Démoulage à 25 % de teneur en eau.....66

Figure 3.9 : (a) Échantillon pour limite plastique; (b) test de limite de plasticité.....67

Figure 3.10 (a) Échantillons préparés dans l'eau.....68

Figure 3.11 Appareil de tamisage ultrasonique.....69

Figure 3.12 (a) Lavage des pierres naturelles; (b) tamisage des pierres naturelles.....70

Figure 3.13 Échantillons de pierres trempés dans de l'eau.....71

Figure 3.14 Moules pour essais de masse volumique des pierres.....72

Figure 3.15 (a) Pilonnage des pierres dans le moule; (b) pesée 72

Figure 3.16 (a) Bétonnière et matériaux pour SC-1r (F1);.....85

Figure 3.17 (a) Moules 150 mm x 300 mm ; (b) Éprouvettes Sc-1r (F1); 85

Figure 3.18 (a) Protection éprouvettes SC-1r (F1);.....87

Figure 3.19 (a) Presse de capacité 2000 kN; (b) Presse de capacité 1500 kN 89

Figure 3.20 (a) Surfaçage à la fraiseuse; (b) Surfaces fraisées 90

Figure 3.21 (a) Éprouvettes SC-2r (F2) coiffées ;.....91

Figure 3.22 Essai de compression : (a) spécimen SC-1r (F1);.....92

Figure 3.23 Rupture du béton.....93

Figure 3.24 (a) Mortier de ciment; (b) Appuis préparés 95

Figure 4.1 Échantillons à tamiser.....97

Figure 4.2 Courbes granulométriques de la terre jaune.....98

Figure 4.3 Courbes de sédimentation de la terre jaune 99

Figure 4.4 Synthèses des courbes granulométriques de la terre jaune 100

Figure 4.5 Couleur n° 5 obtenue lors du test.....102

Figure 4.6 Évolution de la perte de matières organiques 103

Figure 4.7 Courbe Proctor.....104

Figure 4.8 Courbe granulométrique des granulats 14 mm, 20-28 mm et 25-50 mm 107

Figure 4.9 (a) Affaissement SC-1r (F1); (b) Affaissement Sar (F3);.....109

Figure 4.10 Mesure de la teneur en air.....110

Figure 4.11 Éprouvettes testées : (a) Spécimens SC-1r (F2); 111

Figure 4.12 Effet du chauffage.....113

Figure 4.13 Évolution des résistances à la compression dans le temps 114

Figure 4.14 Courbe calorimétrique de la formulation SC-1r (F1) 116

Figure 4.15 Courbe calorimétrique de la formulation SC-2r (F2) 116

Figure 4.16 Évolution de la vitesse ultrasonique dans les bétons de terre 117

Figure 4.17 Évolution du temps de parcours de l'onde dans les bétons de terre.....118

Figure 5.1 Plages de sols de l'échantillon.....121

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

Aa	Granulat angulaire
AE	Ajustement de la quantité d'eau venant du granulat
Ar	Granulat rond
Arg	Argile
ASTM	American Society for Testing and Materials
BTC	Blocs de terre comprimée
C	Ciment
CAN/CSA	Association canadienne de normalisation
CEB	Compressed earth blocks
CO_2	Gaz carbonique (dioxyde de carbone)
COP21	Conférence mondiale sur le climat
D	Diamètre
D_{moy}	Diamètre moyen
DRX	Diffraction des rayons X
E / C	Rapport eau /ciment
ÉTS	École de technologie supérieure
F1	Formulation numéro 1
F2	Formulation numéro 2
F3	Formulation numéro 3
F4	Formulation numéro 4
F5	Formulation numéro 5
F6	Formulation numéro 6

IRDA	Institut de recherche et de développement en agroenvironnement
L	Longueur
L_{moy}	Longueur moyenne
MK	Metakaolin
MF	Module de finesse
M_h	Masse humide
M_s	Masse sèche
M_{sss}	Masse saturée, superficiellement sèche
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports
N/A	Non disponible
NS	Non stabilisé
NSr	Non stabilisé et graviers ronds
S	Stabilisé
Sar	Stabilisé avec l'argile midstone et graviers ronds
SC	Sables argileux
SCCC	Self-Compacted Clay based Concrete
SC-1r	Stabilisé au ciment et graviers ronds, numéro 1
SC-2r	Stabilisé au ciment et graviers ronds, numéro 2
SC-3a	Stabilisé au ciment et pierres angulaires
SCHL	Société canadienne d'hypothèque et de logement
SM	Sables silteux
SMa	Stabilisé au ciment avec ajout de métakaolin et pierres angulaires

SM-SC	Sables silteux-sables argileux
SSS	Saturé superficiellement sec
TC	Thermocouple
UQAM	Université du Québec à Montréal

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

Alphabet grec minuscule

µm	Micromètres

Alphabet grec majuscule

Ɛ-T	Écart-type

Alphabet romain minuscule

b	Consommation totale de liant
bi	Indice d'intensité du liant (*binder intensity index*)
d_a	Densité apparente
d_b	Densité brute
d_{sss}	Densité saturé, superficiellement sec
f'c	Résistance à la compression spécifiée
f'cr	Résistance à la compression visée (utilsée dans le processus de formulation)
g	Gramme
h %	Humidité du granulat
kg	Kilogramme
kN	Kilonewton
kN/s	Kilonewton par seconde
m	Mètre
m_0	Masse de la tare
m_1	Masse de la tare et du sol humide
m_2	Masse de la tare et du sol sec

mm	Millimètre
mm^2	Millimètre carré
m^3	Mètre cube
p	Résistance à la compression requise à 28 jours
s	Seconde

Alphabet romain majuscule

A %	Absorption du granulat
C_c	Coefficient de courbure
C_u	Coefficient d'uniformité
°C	Degré Celsius
MPa	Mégapascal
MPa/s	Mégapascal par seconde
N	Newton
P	Poids
T	Contrainte de traction
TH	Teneur en humidité
W %	Teneur en eau
W_s	Teneur en eau de la phase solide
W_w	Teneur en eau de la phase liquide

INTRODUCTION

Contexte

Les changements climatiques observés à travers le monde sont, selon les rapports des conférences mondiales sur le réchauffement climatique (Rio, 1992; Kyoto, 1997; Copenhague 2009; Cancun, 2010; Durban, 2011; Paris, 2015) à l'origine de plusieurs perturbations à l'échelle de la planète (Nations Unies, 2017). Cette question préoccupante a fait l'objet de la récente conférence sur le climat COP21 tenue à Paris en décembre 2015 pour la prise de décisions contraignantes et urgentes à appliquer par les différents pays signataires de l'accord global de lutte contre le réchauffement climatique (Nations Unies, 2017). Bien qu'il n'y ait pas de consensus sur la solution, plusieurs acteurs des domaines scientifique, politique et environnemental s'entendent pour dire que des actions dans le cadre d'un développement durable de notre environnement, en particulier la réduction des émissions des gaz polluants et de la consommation d'énergie, doivent se faire sans délai. Les activités liées au secteur de la construction sont parmi les activités humaines productrices de gaz polluants.

À l'aube de l'ère industrielle, l'utilisation des nouveaux matériaux tels que le béton, le fer, l'acier, pour ne citer que ceux-là, a révolutionné l'industrie de la construction mais en contrepartie a contribué à l'augmentation des émissions de gaz polluants depuis leur découverte jusqu'à nos jours. En effet, ces matériaux comportent beaucoup d'inconvénients d'un point de vue environnemental, depuis leur production, leur transport jusqu'à leur mise en œuvre. On peut noter leur consommation élevée en énergie, les émissions de gaz carboniques et finalement leur coût relativement élevé (Dupuy, 1999). Le ciment est par exemple responsable de 5,5 % des émissions de gaz carboniques (Le Quéré et al., 2015). Bien que possédant des inconvénients, ces matériaux ont permis une reconstruction rapide des villes après la deuxième guerre mondiale. Ils ont permis à l'homme, notamment les bâtisseurs, de s'exprimer, de développer leur imagination à travers la conception et la construction d'ouvrages impressionnants et de façonner le monde des bâtiments, des infrastructures et des ouvrages d'arts.

Le matériau béton est de plus en plus utilisé dans tous les pays du monde et s'intègre aux travaux de divers projets entre autres les bâtiments, les ouvrages d'art, les barrages, les ouvrages maritimes et ces dernières années les travaux d'infrastructures routières. Comme le béton est un matériau composite composé entre autres de ciment, de sable, de gros granulats et d'eau, la demande croissante en béton entraîne par ailleurs une demande croissante en sable et en gros granulats ainsi que les autres constituants bien entendu. Une conséquence de cette situation est l'extraction du sable partout où l'on peut notamment dans les sablières, les rivières, les lagunes sur la terre ferme et même à la mer et selon les pays de façon incontrôlée. S'exportant dans le monde, le commerce du sable est devenu une activité très florissante. C'est pourquoi dans une récente étude, Peduzzi (2014) tire la sonnette d'alarme faisant remarquer la rareté du sable à moyen terme en Asie, au moyen orient, etc. Les conséquences de l'extraction des granulats (sables et pierres) sont nombreuses. Elles ont un impact sur la biodiversité, la perte des territoires, les fonctions hydrologiques des cours d'eau, l'approvisionnement en eau, les infrastructures, l'environnement, les changements climatiques et leurs effets extrêmes (Peduzzi, 2014). Selon Steinberger, Krausmann, et Eisenmenger (2010), globalement 47 à 59 milliards de tonnes de matériaux sont extraits chaque année et la part du sable et des gros granulats (agrégats) représente la plus grande part soit 68% à 85%. Quelques exemples donnés par Peduzzi (2014) suffisent pour comprendre la gravité de ce fléau qu'est la forte extraction et la commercialisation des agrégats dans le monde. En effet les gigantesques travaux de constructions à Dubaï, ont nécessité l'importation de sable d'Australie. La ville de Singapour pour ses besoins en terrains constructibles a fait une extension de près de 20% de son territoire sur la mer soit 130 km^2 ces 40 dernières années. Ces travaux d'extension de territoire ont nécessité d'importantes quantités d'agrégats importés principalement d'Indonésie et aussi des pays voisins tels que la Malaisie, la Thaïlande et le Cambodge. En conséquence des îles de sables entières ont disparu d'Indonésie (Peduzzi, 2014). En plus de l'incidence sur les changements climatiques c'est la cartographie mondiale des territoires qui subit à terme des transformations notables.

Ainsi ces dernières années, certains projets ont mis de l'avant l'intérêt d'utiliser le matériau terre qui a fait ses preuves depuis des millénaires, comme une alternative au moins pour les constructions résidentielles (Dupuy, 1999). L'utilisation accrue de ce matériau comme

alternative aux matériaux conventionnels pourrait contribuer à la réduction de la part de production de gaz à effets de serre générée par le secteur de la construction par la réduction de la consommation en ciment. La production de ciment est responsable de 5,5 % des émissions de CO_2 mondiales et 60 % de ces 5 % sont issues de la décarbonatation de la roche calcaire utilisée comme matière première (Fontaine & Anger, 2009; Le Quéré et al., 2015). Bien que la terre soit utilisée depuis des millénaires, les exigences modernes en termes de performance thermique, acoustique, structurale et environnementale nécessitent des études approfondies sur celle-ci. Au Québec, l'architecte Ginette Dupuy a construit sa résidence dans les cantons de l'Est en utilisant la technique des blocs de terre comprimée (BTC) suite à son projet de recherche sur le matériau terre réalisé en 1999 à la Société canadienne d'hypothèque et de logement (SCHL).

De nouvelles tendances sont observées dans le domaine de la construction en terre. Dans certains endroits, la construction en terre redevient à la mode, parce qu'elle n'utilise pas de ciment et qu'elle permet de réduire l'impact sur les changements climatiques. L'entrepreneur autrichien Martin Rauch et les architectes suisses connaîssent beaucoup de succès avec les bâtiments en terre. Tout près de nous, en Colombie Britannique, l'entreprise Sirewall construit avec la terre et réalise des œuvres de références internationales faisant la fierté du Canada. L'une d'entre elle est le centre culturel du désert, réalisé en pisé à Osoyoos en Colombie Britannique.

À Montréal, la Ville de Montréal a envisagé la réalisation d'un projet expérimental par la construction de l'Insectarium de Montréal à l'aide du matériau terre. Le concept gagnant du concours organisé à cet effet est présenté à la Figure 0.1. Les exigences de ce projet, pour lequel l'École de technologie supérieure (ÉTS) était le partenaire pour explorer la faisabilité technique du moins pour les essais de caractérisation des matériaux de base et les essais mécaniques, étaient relatives à des contraintes imposées d'ordre architecturales et structurales. En particulier, au plan architectural il fallait utiliser la terre jaune identifiée et disponible en quantité et des pierres naturelles (granulats ronds) pour l'aspect esthétique. Au plan structural

la résistance à la compression à 28 jours recherchée par les ingénieurs en structure était de 15 MPa.

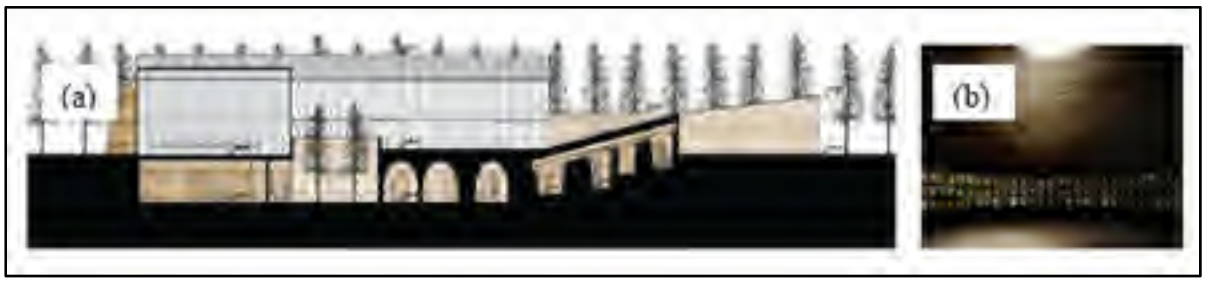


Figure 0.1 Concept de l'Insectarium : a) vue générale ; b) dôme
Tirée de Kuehn Malvezzi, Pelletier de Fontenay et Jodoin Lamarre Pratte

Ce projet de recherche a ainsi été initié pour apporter un appui technique au projet de construction de l'Insectarium de Montréal. Toutefois, le projet de construction en terre n'est pas allé de l'avant car il y avait beaucoup de travail de caractérisation et de développement de formulation qui n'avaient pas été budgétisés. Le projet de recherche qui a tout de même continué, s'intéresse par ailleurs à l'utilisation potentielle du matériau terre pour la construction de murs structuraux d'habitations résidentielles ou de travaux spécifiques en terre au Canada et au Québec. Il est conduit selon une approche normative basée sur le béton comparé au béton de terre comme matériau vernaculaire traditionnel. Il est important de souligner que cette approche normative ne fait pas l'unanimité des chercheurs. Il y a en effet une divergence entre ceux qui ne veulent pas appliquer les normes de béton au matériau béton de terre et ceux qui pensent qu'on devrait appliquer les normes de béton.

Dans le contexte du projet Insectarium, cette étude tente de vérifier l'applicabilité des normes de béton. Cette option est explorée car il s'agit de réaliser un bâtiment public.

Problématique

La problématique générale à l'origine de ce projet est l'absence de données permettant d'une part de construire avec la terre au Québec comme cela se fait avec succès dans d'autres pays à travers le monde, et d'autre part, l'application des tests de caractérisation et des méthodes de dosage de béton au matériau terre.

Objectif général

L'objectif général du projet est d'étudier la faisabilité technique de produire des mélanges en béton de terre jaune du Québec pour une utilisation dans la construction. Ceci implique la caractérisation des matériaux de base, le développement d'une formulation et sa validation. La prise en compte du climat spécifique de l'Amérique du nord et des types de sols rencontrés sont des paramètres essentiels à considérer. La caractérisation de la terre jaune permet aussi de constater les propriétés d'un béton avec un granulat non standard. L'industrie du béton requiert l'exploitation de gravière et sablière, qui ont un impact sur l'environnement.

Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques du projet sont :
1° caractériser la terre étudiée pour en déterminer ses propriétés selon les tests de caractérisation en vigueur au Québec pour des matériaux similaires;
2° établir une formulation des mélanges appropriés des matériaux utilisés selon les dosages de béton en vigueur au Québec;
3° déterminer la résistance mécanique des bétons confectionnés à partir de la terre caractérisée.

Méthodologie

La méthodologie générale de l'étude se déroule autour de trois principaux axes correspondants aux trois sous-objectifs déterminés. Dans un premier temps il s'agira de caractériser le sol disponible pour l'étude. Les données sur les propriétés du matériau déterminées par la caractérisation permettront dans un deuxième temps de faire des formulations de béton avec la terre sur la base des résultats de la première caractérisation. Dans un troisième temps les bétons fabriqués au laboratoire seront à leur tour l'objet d'une caractérisation mécanique.

Les normes qui s'appliqueront à toutes ces phases seront les normes nord-américaines et les normes européennes adaptées au contexte du projet, s'il y a lieu. Cette démarche méthodologique est planifiée par un programme expérimental qui sera détaillé au chapitre 2.

Contribution originale du projet

Le projet s'inscrit dans la dynamique du développement durable et comporte un double avantage. Il contribue aux efforts de réduction des gaz polluants et donc à la lutte contre le réchauffement climatique. Il faciliterait par ailleurs, à terme, l'accès au logement par les populations par la réalisation d'habitations ou de constructions spécifiques. La crise du logement observée dans d'autres pays ne s'applique pas au Québec. En effet, le taux de croissance reste faible avec une progression de 0,61 % soit moins de 1 % de 2015 à 2016 (Institut de la statistique du Québec, 2016).

Cette étude vise la documentation de la performance du matériau terre dont l'utilisation peut à terme contribuer à diminuer l'émission des gaz polluants. Il sera tout au moins possible de faire des applications spécifiques pour mieux explorer le potentiel du matériau dans le contexte canadien. Par ailleurs, le manque de disponibilité des granulats de qualité à moyen terme a déjà été relevé tout comme l'impact des gravières et des sablières sur l'environnement.
L'originalité vient d'abord du fait que les études et les normes de construction élaborées dans d'autres pays ne peuvent être directement applicables au Canada et particulièrement au

Québec. En effet, le matériau de base, la terre, n'a pas les mêmes caractéristiques et propriétés dans tous les pays. Il en est de même pour le climat. L'étude permettra d'amorcer la mise en place des concepts de construction et normes qu'il conviendra d'établir à terme spécifiquement au Canada et au Québec. Les textes règlementaires qu'il conviendrait d'établir sont relatifs sans être exhaustif aux essais de caractérisation, à la conception et au dimensionnement des constructions en terre ainsi qu'au contrôle de la qualité des travaux. Ceux-ci prendront en compte les types de sol rencontrés et le climat au Canada.

En dehors de cette étude, le projet contribuera éventuellement à des applications du matériau en termes de bâtiment type, de conception architecturale et structurale en tenant compte de l'environnement du Québec. À plus long terme, on espère que ce projet et ceux qui suivront auront des retombées environnementales, sociales et économiques par l'amélioration du bien-être et de la qualité de vie de la population que l'étude suscitera.

Limites de l'étude

La présente étude se limite à la caractérisation d'un seul type de terre, à la confection des bétons de terre et à la caractérisation mécanique de ceux-ci. La terre disponible pour l'étude est celle qui avait été identifiée pour la construction de l'Insectarium de Montréal. Par contre, ce projet de construction n'a pas été réalisé, vu les contraintes budgétaires, particulièrement au niveau de la caractérisation du matériau.

Organisation du mémoire

Les chapitres de ce mémoire suivent la méthodologie de recherche telle qu'illustrée à la Figure 02. Ainsi, le chapitre suivant sera consacré à la revue de littérature. L'état des connaissances sur le matériau et ses applications de même que l'aspect normalisation seront les points clés de cette revue de littérature. Le chapitre 2 traitera la méthode expérimentale et les matériaux de base de l'étude. Le chapitre 3 sera consacré aux procédures expérimentales des trois phases à savoir la caractérisation (granulats fins et gros granulats), respectivement, la terre jaune et les

pierres naturelles puis la formulation des mélanges appropriés de matériaux et la confection des bétons de terre et enfin les essais mécaniques. Le chapitre 4 présentera les résultats obtenus respectivement pour chacune des trois phases. L'interprétation et la discussion des résultats seront faites au chapitre 5, lequel sera suivi de la conclusion finale et des recommandations.

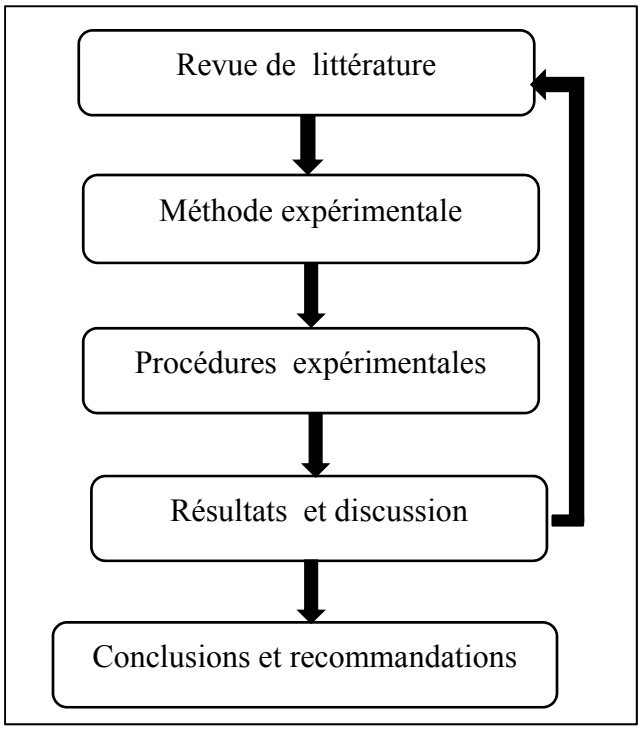


Figure 0.2 Organigramme du mémoire

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre fait un état de la connaissance sur la construction avec le matériau terre à travers le monde. Il permettra de parcourir les principales techniques de fabrication et de pose souvent utilisées lorsqu'on construit avec la terre. La technique de la terre coulée qui aboutit au béton de terre sera aussi présentée.

1.1 Matériau terre

La terre est un matériau qui peut être utilisé pour construire des bâtiments. Les premiers habitants de notre planète l'ont utilisée comme matière première dans la construction de leurs habitations. C'est donc un vieux matériau de construction qui a fait ses preuves depuis des millénaires. Comme matière première, elle a servi à faire des briques par des techniques qui ont évolué au cours du temps, des mortiers de pose, des enduits pour les murs, etc. Il est souvent fait référence à des anciennes réalisations à travers le monde encore existantes. Le plus bel exemple est la muraille de Chine qui a été commencée dès le Ve siècle avant Jésus-Christ et dont plusieurs tronçons ont été réalisés avec les matériaux locaux. La meilleure description de cette œuvre monumentale est proposée par Fontaine et Anger (2009, p. 9) :

> « …La Grande Muraille de Chine est l'œuvre architecturale la plus importante jamais réalisée sur notre planète. Contrairement à l'idée ancrée dans l'imaginaire collectif, elle n'est pas entièrement construite en pierre : sur des milliers de kilomètres, il s'agit d'un mur de terre crue ! Tel un caméléon, elle change de nature avec le sol sur lequel elle est bâtie, en pierre sur la pierre, en terre sur la terre, et parfois même …en sable sur le sable. La règle qui a dicté le choix des matériaux est simple : construire avec ce que l'on a sous les pieds. En effet, face à l'immensité des territoires traversés, impossible de transporter les matières premières de la zone d'extraction à celle du chantier. ».

De grandes réalisations en terre ont aussi été faites en Afrique, au moyen orient, en Asie, en Australie sans être exhaustif. Par exemple, la ville de Shibām au Yémen est constituée de gratte-ciels en terre d'où son nom de Manhattan du désert. Les immeubles en terre crue de Shibām sont les plus vieux gratte-ciels du monde (XVIe) (Fontaine & Anger, 2009). Outre les

monuments en terre, le matériau a permis d'abriter une bonne partie de la population mondiale. Comme indique Gelard (2005) :

> « ….30 % de la population mondiale vit dans des habitations en terre. Ce chiffre passe à plus de 50 % si l'on considère seulement les pays en voie de développement et, dans un souci d'économie aussi bien pour ces pays que les pays industrialisés, la mise en œuvre de construction en adobe (orientée vers des blocs de terre comprimée) ou pisé croît de manière régulière (Gelard, 2005, p. 9) ».

Indiquant que la moitié de l'humanité vit dans un habitat en terre crue, Fontaine et Anger (2009) poursuit :

> « L'architecture de terre est présente dans tous les continents habités. Selon le département de l'énergie américain, 50 % de la population mondiale vit dans une construction en terre crue. De plus, 15 % des œuvres architecturales inscrites sur la liste du patrimoine mondial de l'UNESCO sont construites en terre. (Fontaine & Anger, 2009, p. 14)».

L'utilisation des matériaux béton et acier dans la construction est relativement récente dans l'histoire de l'habitation humaine : le béton a été découvert au 19e siècle alors que la production de la fonte et du fer-forgé a commencé au 18e siècle pour aboutir à celle de l'acier au 19e siècle. Les performances des nouveaux matériaux sont en effet indéniables, car ils ont permis à l'homme de réaliser des infrastructures d'envergures telles que les immeubles gratte-ciels, les ouvrages d'art exceptionnels et cela dans des environnements où il n'est pas toujours possible de construire en terre. Les performances techniques dépassent celles de la terre. Cela a eu pour conséquence l'abandon progressif de la construction en terre notamment dans les grandes mégalopoles de certains pays. La problématique de la conservation des constructions et monuments historiques en terre se pose avec beaucoup d'acuité vu leur âge. Pour éviter leur effondrement, leur entretien, et la réparation des désordres qui apparaissent s'avèrent nécessaires. La terre crue parfois utilisée aboutit à une forme de béton de terre en fonction de la teneur en eau utilisée. Le béton ainsi obtenu peut être auto-plaçant et coulé dans des coffrages pour des réparations spécifiques.

1.2 Techniques de fabrication et de pose

Les techniques de fabrication et de pose ont évolué depuis les constructions ancestrales jusqu'aux constructions modernes en terre. Les principales sont revues dans ce chapitre. Les constructions modernes sont réalisées en pisé (*rammed earth)* ou en blocs de terre comprimés. Toutefois les constructions en béton de terre réalisées principalement en France le sont depuis peu. La technique du béton de terre est en effet récente. La forme traditionnelle du pisé faite de terre et d'eau conduit au béton de terre si l'on augmente la quantité d'eau de façon à ce qu'il soit coulé comme le béton ordinaire au lieu d'être damé.

1.2.1 Techniques de fabrication

Les techniques les plus souvent rencontrées dans la construction en terre à travers le monde sont : la terre crue, l'adobe, les blocs de terre comprimée (BTC ou CEB) et le pisé. La norme NZS 4297 : 1998 de Nouvelle Zelande et la norme américaine ASTM E2392/E2392M décrivent les modes de fabrication ainsi :

La terre crue : la terre, sans préparation particulière, ets mélangée avec de l'eau pour servir à fabriquer des briques entrant dans la construction des murs de maçonnerie ou des enduits;

L'adobe : la terre crue est moulée et séchée. La terre utilisée doit être argileuse ou très silteuse. Il est possible d'ajouter à la terre des matériaux de renforcement, tels que des fibres végétales et de la paille pour obtenir de meilleures caractéristiques.

Le pisé : le mélange de terre et d'eau est damé dans un coffrage pour fabriquer des briques ou des panneaux de murs. C'est le pisé traditionnel. Lorsqu'il est damé, les coffrages doivent être solides.

Les outils de comptage ont évolué dans le temps allant des plus traditionnels aux modernes. La forme moderne du pisé peut être coulée comme du béton conventionnel.

Les blocs de terre comprimés : les blocs de terre sont fabriqués en mettant le mélange de terre dans un moule et en utilisant une presse pour exercer une compression sur les blocs. La presse utilisée peut être manuelle ou mécanique;

La terre coulée : la terre coulée qui est la forme récente prend diverses appellations : pisé coulé, pisé H_2O, béton de terre et même béton d'argile. C'est une forme dérivée de la terre crue et du pisé. Les matériaux de base, la terre et l'eau, sont communs. En faisant varier la teneur en eau on peut obtenir un mélange qui correspond à l'une de ces trois formes. Elles diffèrent par leur technique de mise en œuvre.

Les exigences des constructions modernes de nos jours peuvent nécessiter un renforcement de toutes ces techniques par la stabilisation au ciment, à la chaux, à l'argile ou à différents produits d'ajout. L'objectif est d'obtenir un mélange ayant de meilleures caractéristiques techniques, mais il peut être aussi d'ordre architectural.

1.2.2 Techniques de pose

Le matériau terre est utilisé pour diverses applications dans la construction des bâtiments en fonction des régions du monde. La roue des techniques de la Figure 1.1 (Hugo & Hubert, 2006), présente les douze (12) principales techniques de construction avec le matériau terre. Cette liste non exhaustive est établie en fonction de l'état hydrique du matériau lors de sa mise en œuvre.

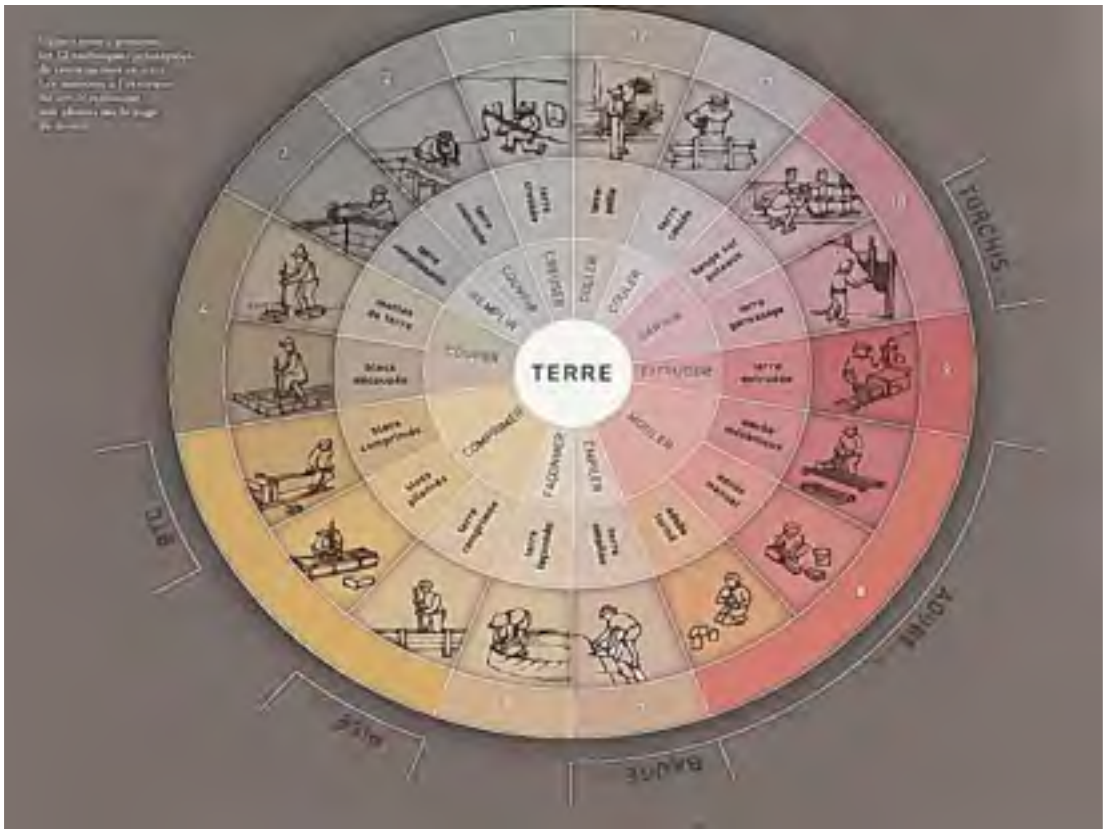


Figure 1.1 La roue des techniques
Tirée de Fontaine et Anger (2009, p. 26)

Les numéros correspondants à chaque technique de construction (voir Figure 1.1 ci-dessus) sont définis ci-après en fonction de l'état sec, humide, plastique, visqueux ou liquide de la terre :

- la terre sèche correspond aux techniques 1, 2, 3 et 4 : la teneur en eau varie de 0 à 5 % ;
- la terre humide correspond aux techniques 1, 2, 3, 4 et 5 : la teneur en eau varie de 5 à 20 %;
- la terre plastique correspond aux techniques 6, 7, 8, 9 et 10 : la teneur en eau varie de 15 à 30 %;
- la terre visqueuse correspond aux techniques 8, 9 et 10 : la teneur en eau varie de 15 à 35 %;
- la terre liquide correspond aux techniques 11 et 12 : la teneur en eau est au-delà de 35 %. La terre est véritablement dispersée dans l'eau le tout constituant un liquide.

Les produits réalisés à base de terre peuvent être utilisés pour faire de la maçonnerie, des enduits, des dalles toitures, des dallages, etc.

1.3 Techniques de construction utilisées dans la construction moderne

De tous ces procédés de construction exposés, la technique des blocs de terre comprimée (BTC) et celle du pisé sont les techniques les plus privilégiées dans les constructions modernes. Elles font l'objet de normalisation dans plusieurs pays. La technique de la terre coulée, traitée dans la présente étude, est en cours d'étude pour améliorer la vitesse des constructions. Les projets réalisés avec ces techniques, en Europe, en Asie, en Afrique,…etc, visent des bâtiments destinés à divers usages avec une hauteur moyenne d'un à deux étages en général.

1.3.1 Pisé

Dans le cas du pisé, on peut construire en utilisant des blocs compactés dans des moules ou alors réaliser un coffrage par des panneaux appelés banches qui reçoivent à l'intérieur le matériau, tel que présenté à la Figure 1.4. Cette dernière technique est similaire à celle du béton banché. La Figure 1.5 présente un mur de pisé décoffré.

Le pisé compacté nécessite un effort de compaction élevé tenant compte de l'épaisseur des murs à construire. L'essai Proctor modifié est par conséquent effectué pour déterminer la teneur en eau optimum du matériau à compacter qui permet par ailleurs d'optimiser l'énergie de compactage. Beckett et Ciancio (2014) a réalisé du pisé en utilisant du calcaire concassé du fait de son esthétique et de sa disponibilité. En effectuant l'essai Proctor modifié puisque c'est du pisé damé, il a obtenu le graphique suivant (Figure 1.2) pour les trois séries d'échantillons L, O et H étudiés. La teneur en eau optimum déterminée a été prise comme teneur en eau dans la confection de spécimens en pisé et testés mécaniquement (Figure 1.3). Les résultats des résistances à la compression obtenues suite aux tests effectués sur les spécimens sont donnés par les graphiques de la Figure 1.3.

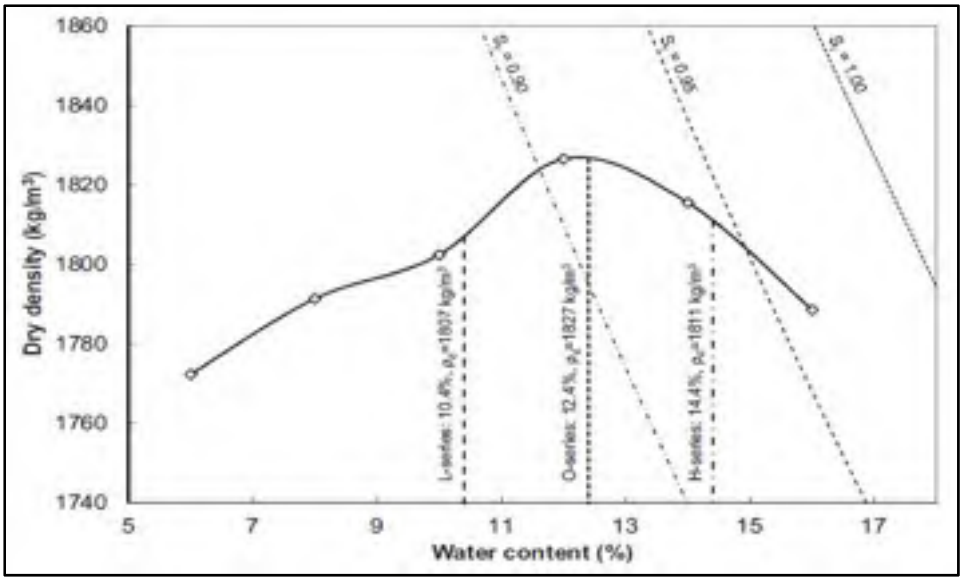


Figure 1.2 Essai Proctor modifié pour 3 séries de spécimens L, O et H
Tirée de Beckett et Ciancio (2014)

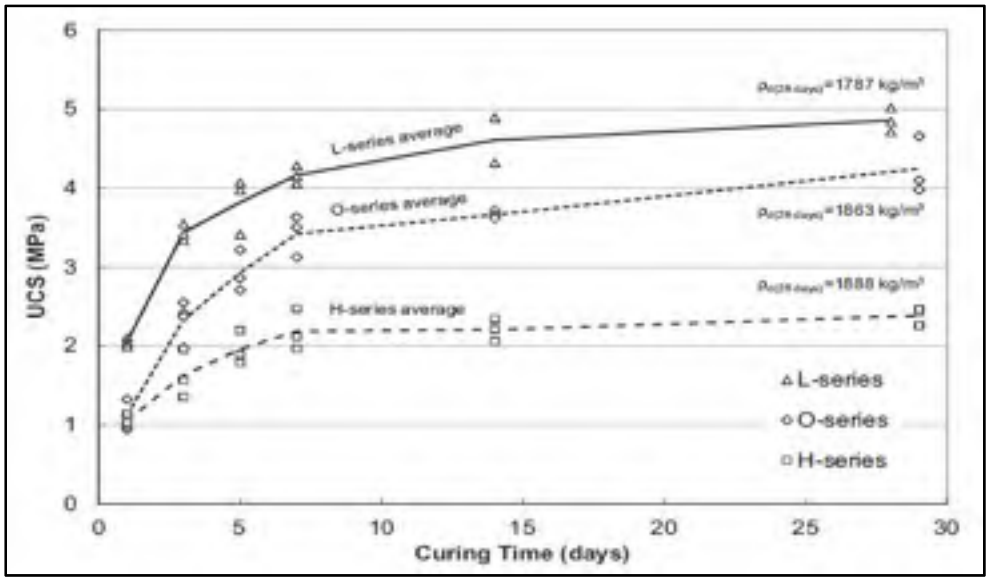


Figure 1.3 Courbes des contraintes des séries L, O et H
en fonction du temps de cure
Tirée de Beckett et Ciancio (2014)

Figure 1.4 Réalisation de murs en pisé compacté par : (a) pisoir,
(b) fouloir pneumatique
Tirée de Fontaine et Anger (2009)

Figure 1.5 Mur en pisé décoffré
Tirée de Fontaine et Anger (2009)

La structure d'une construction en pisé comporte généralement une fondation en béton, en pierre, en briques de ciment, etc. Une fondation en pisé se dégraderait trop vite au contact de l'eau. Le principe constructif est représenté à la Figure 1.6.

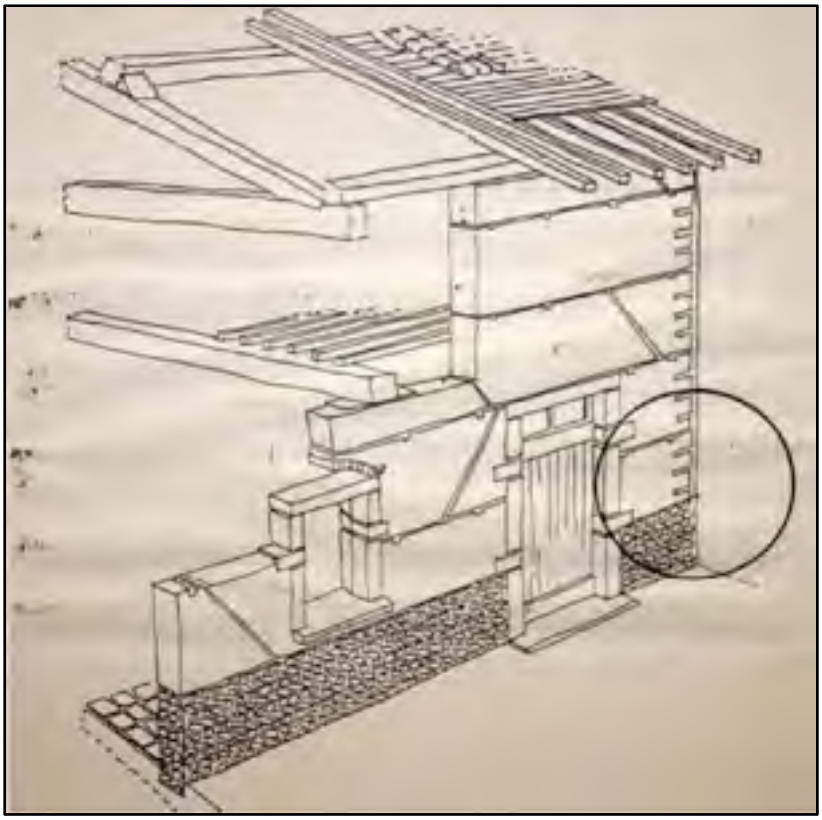


Figure 1.6 Conception type d'un bâtiment en pisé de deux étages
Tirée de Pisé en pays voironnais (Association Maison de Pays)

1.3.2 Terre coulée ou béton de terre

Lorsque la teneur en eau du pisé augmente, on peut obtenir une forme plastique du mélange et il est coulé comme un béton. La forme coulée requiert des coffrages moins résistants que la forme damée. Le béton coulé n'est pas compacté.

La construction en terre coulée encore appelée pisé H_2O a été expérimenté en 2006 en France par le CRAterre selon Le Tiec et Paccoud (2006). Le CRAterre à travers un projet pilote en Isère valorise le pisé à partir de la terre d'Isère. C'est ainsi que le pisé H_2O est créé. Cette forme de béton peut avoir plusieurs utilisations telles que la réparation des fissures, le remplissages de trous, les murs de refends non porteurs (Le Tiec & Paccoud, 2006). La teneur en eau préconisée doit être comprise entre 16 % et 20 % pour le pisé coulé alors qu'elle est comprise entre 11 % et 12 % pour le pisé traditionnel (Le Tiec & Paccoud, 2006).

Pour une utilisation du béton de terre dans les murs structuraux, le béton de terre devra satisfaire les exigences de performance imposées par les normes appliquées. Comme pour un béton traditionnel, des essais destructifs et non destructifs peuvent également être faits. En particulier les essais de compression et de traction de spécimens de béton de terre peuvent être effectués au titre des essais destructifs. Pour les essais non destructifs, les mesures ultrasoniques permettent de mesurer directement la résistance du béton ou tout au moins d'obtenir une valeur approximative en fonction de l'outil de mesure utilisé.

1.3.3 Blocs de terre comprimée (BTC)

La maçonnerie est un produit anisotrope. Les unités fabriquées sont de taille telle que la manutention et la pose à la main est possible dans la réalisation des murs. Les blocs fabriqués peuvent, selon le type, s'emboiter les uns aux autres ou être posés généralement sur un joint de mortier. Ils se prêtent à leur mise en œuvre selon les appareils classiques de pose de la maçonnerie par les ouvriers sur le chantier.

1.4 Applications possibles

Cette section rappelle quelques applications dans le monde pour le pisé, les BTC et le béton de terre en passant pour chacune de l'évolution des constructions traditionnelles vers les constructions modernes. Au Canada, la typologie des constructions en maçonnerie est faite de murs structuraux ou non structuraux. Les murs peuvent être réalisés en maçonnerie de blocs de béton, de pierre, de briques en terre cuite, de tuiles, de verres, etc. La construction en blocs de terre comprimée ou en pisé est à ses premières expériences tant au niveau de la recherche qu'au niveau de la réalisation d'habitations. La construction de l'habitation de Ginette Dupuy dans les cantons de l'est, réalisée en BTC, est l'une des premières réalisations au Québec.

1.4.1 Constructions en pisé

Le pisé a souvent été utilisé pour la construction traditionnelle. Les constructions ont la capacité de résister à l'exposition et ont ainsi fait leurs preuves dans certains pays. Les

bâtiments traditionnels présentés à la Figure 1.7, réalisés en pisé ont pu tenir au moins 20 années, en France. Sur cette Figure, les murs du bâtiment de gauche sont en sol stabilisé avec 5 % de chaux. Le bâtiment du milieu comporte des murs réalisés avec un mélange de sols tandis que celui de droite est fait de murs en sol non stabilisé. Ces constructions font partie du test grandeur nature de 104 bâtiments du chantier expérimental réalisé en France en 1985 et exposés au climat et intempéries de l'Est Français (Bui, Morel, Reddy, & Ghayad, 2009).

Figure 1.7 Constructions traditionnelles en pisé en France (rammed earth)
Tirée de Pacheco-Torgal et Jalali (2012)

Les constructions modernes en pisé sont réalisées en murs épais, tel que présentées à la Figure 1.5, compactés avec des outils spécifiques qui ont évolué au fil du temps pour s'apparenter aux outils utilisés dans le coulage du béton conventionnel. La terre humide est compactée dans des coffrages pour réaliser des murs épais. L'énergie de compactage mobilisée nécessite de solides coffrages. Le coffrage qui se faisait en bois se fait maintenant par des panneaux métalliques. La progression dans le coulage du mur ne se fait plus uniquement à l'horizontale. Elle se fait aussi à la verticale. La terre idéalement extraite sur le site du chantier peut contenir des cailloux,

des graviers, du sable, de l'argile. La Figure 1.4 présente l'évolution des outils de compactage où l'on est passé du pisoir (Figure 1.4 a) au fouloir pneumatique (Figure 1.4 b).

L'évolution vers les constructions modernes a entraîné une adaptation des outils de travail en lien avec l'évolution des connaissances techniques humaines. Les constructions modernes sont inspirées par une architecture qui impose des aménagements de l'espace et des formes géométriques variés. Les performances techniques exigées au matériau amènent à l'utilisation de produits de renforcement toutes choses par ailleurs qui ne se faisaient pas avec la construction traditionnelle.

En Autriche, la conception moderne du pisé permet aux architectes de s'exprimer tel que matérialisé par les murs courbes d'un hôpital à Feldkirch en Autriche. L'entrepreneur Martin Rauch a réalisé un mur en pisé tel que présenté à la Figure 1.8. L'introduction de normes de construction et leur application est aussi un élément de modernisation de la construction en terre.

Figure 1.8 Hôpital de Feldkirch, Autriche
Tirée de Pacheco-Torgal et Jalali (2012, p. 517)

Plus près de nous, le pisé a été expérimenté dans certains états des États-Unis. L'architecte Rick Joy a construit une habitation moderne en utilisant le pisé à Tucson en Arizona (Figure 1.9).

Figure 1.9 Studio en pisé construit par l'architecte Rick Joy en 1997
Tirée de Fontaine et Anger (2009)

La technique du pisé connaît un regain d'intérêt, car elle permet de réaliser des formes quasiment similaires à celles que l'on obtient avec le béton de ciment (panneaux en formes rectilignes, circulaires, dalles sur sol, etc). Les murs décoffrés présentent une texture et une couleur telle qu'il n'est plus nécessaire de leur appliquer un enduit ou de les peindre. Par ailleurs, l'empreinte de carbone de la terre est bien moindre que celle du ciment et du béton conventionnel. Le pisé est de ce fait l'ancêtre du béton avec pour liant l'argile au lieu du ciment d'où son appellation de béton de terre ou encore béton d'argile. En vue d'améliorer les résistances à la compression, le pisé peut être stabilisé avec un liant autre que l'argile tel que le ciment portland. Le centre culturel du désert, Figure 1.10, réalisé en Colombie Britannique au Canada, en est une illustration.

Figure 1.10 Centre culturel du désert
Tirée de (ArchDaily) –Site : https://www.archdaily.com/10629/nkmip-desert-cultural-centre-hbbh-architects

1.4.2 Constructions en blocs de terre comprimée

La construction des BTC utilise quasiment le même matériau de base que le pisé. Les briques ou blocs sont réalisés dans un moule et la compression est réalisée par une presse. La première presse pour la production des blocs de terres comprimés a été conçue en 1952 par l'ingénieur colombien Raul Ramirez (Fontaine & Anger, 2009). Les presses qui étaient manuelles sont mécaniques aujourd'hui. La construction en BTC est relativement récente comparée à la construction en pisé. L'évolution dans ce procédé vient de la variété de presses qui ont été créés permettant chacune de fabriquer des formes spécifiques de blocs. La Figure 1.11 présente des constructions réalisées en BTC. Les blocs de terre sont réalisés à partir de la terre latéritique prélevée à proximité du site du chantier dans la commune d'Abobo.

Figure 1.11 Constructions en BTC : Collège Abidjan-Abobo (Côte d'Ivoire)

1.4.3 Constructions en béton de terre

Le béton de terre lancé il y a peu par le CRAterre en France dans la région d'Isère à partir d'un seul type de terre sous l'appellation pisé H_2O est une forme nouvelle du pisé. Il est utilisé pour les travaux de reprise en sous œuvre des murs en pisé, pour le bouchage des trous et la réparation des fissures, la réparation des angles des murs ou encore les travaux de nouvelles ouvertures. Il sert donc essentiellement aux travaux de restauration du pisé. La figure 1.12 montre des réparations de murs en pisé avec le béton de terre. Son utilisation dans la construction au Québec est aussi à ses débuts tout comme la recherche relative à ce matériau. La teneur en eau est comprise entre 16 % et 20 % (Le Tiec & Paccoud, 2006)

Figure 1.12 Réparation d'un mur en pisé : (a) bouchage de trous;
(b) reprise d'angle
Tirée de Le Tiec et Paccoud (2006)

1.5 Normes

L'état des lieux sur la construction en terre en Amérique du nord et principalement au Québec permet de relever l'absence de normes et codes régissant le secteur de la construction en terre. Des normes ont été développées à travers le monde permettant la promotion de la construction avec le matériau terre. Cette section fait la revue des normes pouvant s'appliquer aux constructions en terre.

1.5.1 Canada

La norme canadienne utilisée pour la conception et le calcul de la maçonnerie est la norme CAN/CSA S304.1-04. Son champ d'application couvre les ouvrages en maçonnerie non armée, armée et préfabriquée et leurs composants, conformément à la méthode de calcul aux états limites selon le Code national du bâtiment du Canada. Le calcul empirique de la maçonnerie non armée est traité dans son annexe F. L'Association canadienne de normalisation (CSA) n'a cependant pas en encore établi de normes pour la conception et le calcul de la maçonnerie en terre. La norme canadienne CAN/CSA A23.2 relative au béton conventionnel a été appliquée dans la présente étude sur les bétons de terre.

1.5.2 États-Unis

L'ASTM International a établi une norme sur le matériau terre. En effet la norme ASTM International, Standard Guide for Design of Earthen Wall Building Systems, E2392/E2392M-10e1 est un véritable guide de base pour la construction en terre. Son champ d'application couvre les systèmes de construction en adobe, en pisé et autres, etc. Elle ne traite pas le béton de terre coulée tel qu'envisagé dans la présente recherche.

1.5.3 Ailleurs dans le monde

Il existe des normes permettant la construction en terre en Europe, en Océanie et en Afrique où ce type de construction connait une évolution sensible et un regain d'intérêt au sein des populations, particulièrement dans les pays développés qui avaient abandonnés la construction en terre au lendemain de la deuxième guerre mondiale. Les normes de Nouvelle-Zélande font partie des textes normatifs pertinents en la matière (Dupuy, 1999).

Une vue générale de l'état de la normalisation à travers le monde en matière de construction avec le matériau terre est présentée aux Figures 1.13 et 1.14.

No.	Country	Document		Scope of document				Ref.
		Name	Type	Soil	Building material	Construction system	Geogr. level	
	01	02	03	04	05	06	07	08
01	Africa	ARS 671-682 (1990)	S		EB	EBM	R	[16]
02	Australia	CSIRO Bulletin 5, 4th ed. (1995)	ND	E	EB, CSEB, EMM	RE, EBM	N	[22]
03	Australia	EBAA (2004)	ND	E	EB, EMM	EBM, RE	N	[23]
04	Brazil	NBR 8491-2, 10832-6, 12023-5, 13554-5 (1984-96)	S		CSEB		N	[34]
05	Brazil	NBR 12653 (1992)	S			CSRE	N	[44]
06	Columbia	NTC 5324 (2004)	S		CSEB		N	[45]
07	France[b]	AFNOR XP P13-901 (2001)	S		EB		N	[27]
08	Germany	Lehmbau Regeln (2009)	S	E	C, LC, EB, EM, CP	RE, C, EBM, EP, EI, WL	N	[9]
09	Germany	RL 0803 (2004)	ND		EP		N	[11]
10	Germany	TM 01 (2000)	ND		EP		N	[9]
11	Germany	TM 02 (2011)	D[d]		EB		N	[10]
12	Germany	TM 03 (2011)	D[d]		EMM		N	[32]
13	Germany	TM 04 (2011)	D[d]		EP		N	[43]
14	Germany	TM 05 (2011)	ND	E			N	[36]
15	India	IS: 2110 (1998)	S	E, ES		RE	N	[19]
16	India	IS: 13827 (1993)	S		EB	EBM, RE*	N	[20]
17	India	IS 1725 (2011)	D[d]		CSEB		N	[37]
18	Kenya	KS02-1070 (1999)	S		CSEB		N	[47]
19	Kyrgyzstan	PCH 2-07 (1989)	S	E, ES		RE*	N	[25]

No.	Country	Document		Scope of document				Ref.
		Name	Type	Soil	Building material	Construction system	Geogr. level	
	01	02	03	04	05	06	07	08
20	New Zealand	NZS 4297-9 (1998)	S		E, EB	RE, EBM, EP*	N	[18]
21	Nigeria	NIS 369 (1997)	S		CSEB		N	[48]
22	Nigeria	NBC 10.23 (2006)	BC	E		EBM, RE	N	[26]
23	Peru	NTE E.080 (2000)	S		EB	EBM*	N	[17]
24	Spain	MOPT Tapial (1992)	ND	E		RE	N	[29]
25	Spain	UNE 41410 (2008)	S		CEB		N	[46]
26	Sri Lanka	Specification for CSEB, SLS 1392 part 1-3 (2009)	S		CSEB	EBM	N	[21]
27	Switzerland	Regeln zum Bauen mit Lehm (1994)	ND	E	EB, LE, EM	EBM, RE, EI, WL	N	[12]
28	Tunisia	NT 21.33, 21.35 (1998)	S		CEB		N	[49]
29	Turkey	TS 537, 2514, 2515 (1985-97)	S		CSEB		N	[50]
30	USA	UBC, Sec. 2406 (1992)	BC			EBM*	L	[15]
31	USA	14.7.4 NMAC (2006)[c]	BC		EB, EMM	EBM, RE*	L	[14]
32	USA	ASTM E2392/E2392M (2010)	S	E	EB, EM,	C, EBM, RE, EM, WL*	N	[13]
33	Zimbabwe	SAZS 724 (2001)	S	E		RE	N	[24]

* Concerns the earthquake resistance of earth construction systems.
[b] In 2010 the French national earth building organisation AsTerre began drafting new French earth building standards covering the main earth construction systems prevalent in France, including EB, rammed earth (pisé) (RE) cob (C), light earth (LE) and earth plaster (EP).
[c] A number of local adobe building codes (L) exist that bear similarity to the NMAC (San Diego/CA, Tucson/AR, Marana/Pima/AR, Boulder/CO).
[d] Draft of NSB

Figure 1.13 Vue d'ensemble des normes et documents normatifs
Tirée de Schroeder (2012)

S	Standards issued by national standards bodies (NSBs) or specialised organisations that have passed a predefined procedure of approval and are recognised by a state building authority.
BC	Building codes issued by NSBs with one or more chapters on building with earth.
ND	Normative document issued by specialised organizations that have passed a predefined procedure of approval but are *not* recognised by a state building authority.
L	Local
N	National
R	Regional
C	Cob
CP	Clay panel
E, ES	Earth, earth stabilised with cement
EB	Earth block; Adobe; compressed earth block, CEB; compressed stabilised earth block, CSEB; poured earth blocks, PEB
EBM	Earth block masonry
EM	Earth mortar; earth plaster, EP; earth masonry mortar, EMM; earth spray mortar, ESM
EI	Earth infill; wattle and daub, WD; poured earth infill, PEI
LC	light clay
RE	Rammed earth; cement stabilized rammed earth, CSRE
WL	Wall lining

Figure 1.14 Vue d'ensemble des normes et documents normatifs (nomenclature)
Tirée de Schroeder (2012)

1.6 Sols

Les sols sont variables en fonction des régions. Il est nécessaire de rechercher la terre appropriée qui confère de meilleures propriétés au pisé, aux BTC ou au béton de terre. Celle-ci doit donc être identifiée et prélevée le cas échéant à la bonne profondeur.

1.6.1 Sols pour la construction

Le prélèvement du matériau doit répondre idéalement à une méthodologie d'échantillonnage conformément aux normes appropriées si l'on n'est pas limité par des contraintes d'ordre administratives. La terre pourrait être prélevée à une profondeur correspondant à la zone B telle qu'indiquée à la Figure 1.15. Cela permet d'éviter, d'une part, la matière organique située dans les couches superficielles et, d'autre part, la roche si on va trop en profondeur. Cette procédure ne pourrait cependant pas s'appliquer s'il s'agit de recycler des terres issues d'excavation pour fondations, de terrassements. Il faut en outre, en fonction du volume de travaux à effectuer, envisager d'utiliser les seules terres disponibles. Il n'y a pas de type de sol ou de granulométrie fixe ou figée pour la construction en béton de terre. Par ailleurs, selon

Chen et Wang (2006), la présence de matières organiques dans la terre empêche l'obtention d'une bonne résistance à la stabilisation au ciment de celle-ci.

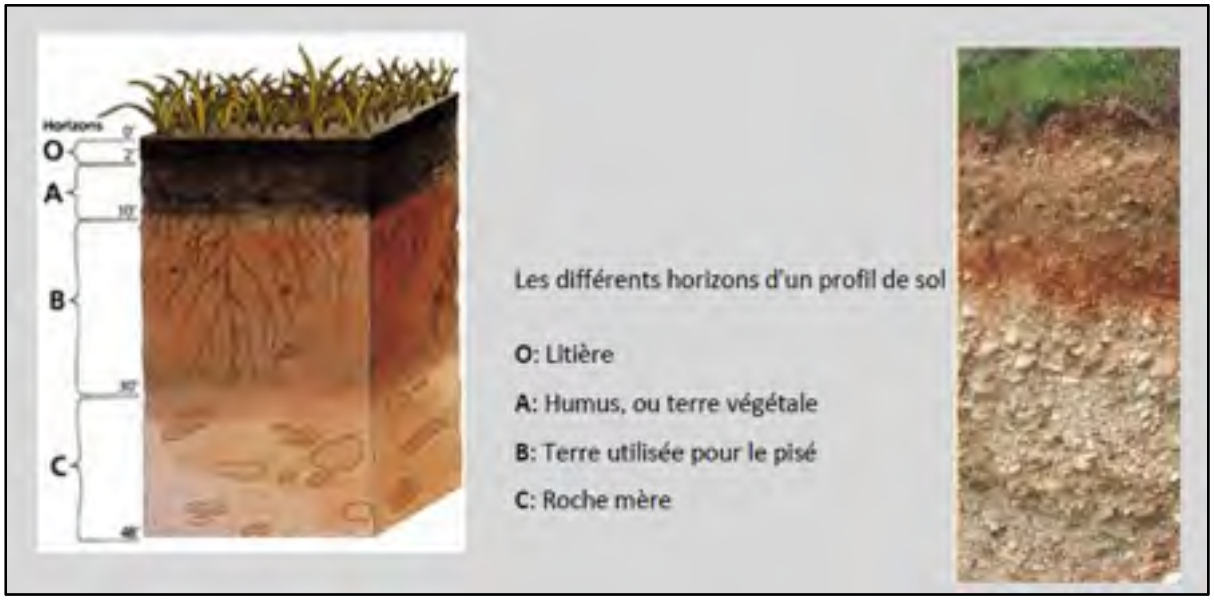


Figure 1.15 La terre à pisé
Tirée de pisé en pays voironnais (Association Maison de Pays)

1.6.2 Granulométrie des sols pour la construction en terre

Le sol pour la construction en terre doit avoir une granulométrie appropriée. Selon Gernot (2000), le sol de préférence doit être composé d'argile, de silt, de sable et parfois des particules de gravier et de cailloux. La répartition de ses particules doit varier de 0,002 mm à 2 mm comme indiqué sur le triangle de la Figure 1.16.

Toujours selon Gernot (2000), le sol doit comprendre 10 % à 30 % d'argile. Ainsi la Figure 1.17 présente trois courbes granulométriques souvent rencontrées pour la terre utilisable dans la construction. Le graphe du haut représente un sol limoneux riche en argile comprenant 28 % d'argile, 35 % de silt, 33 % de sable et 4 % de gravier. Le graphe du milieu montre un sol limoneux riche en silt avec 76 % de silt et le graphe du bas indique un sol limoneux riche en sable avec 56 % de sable.

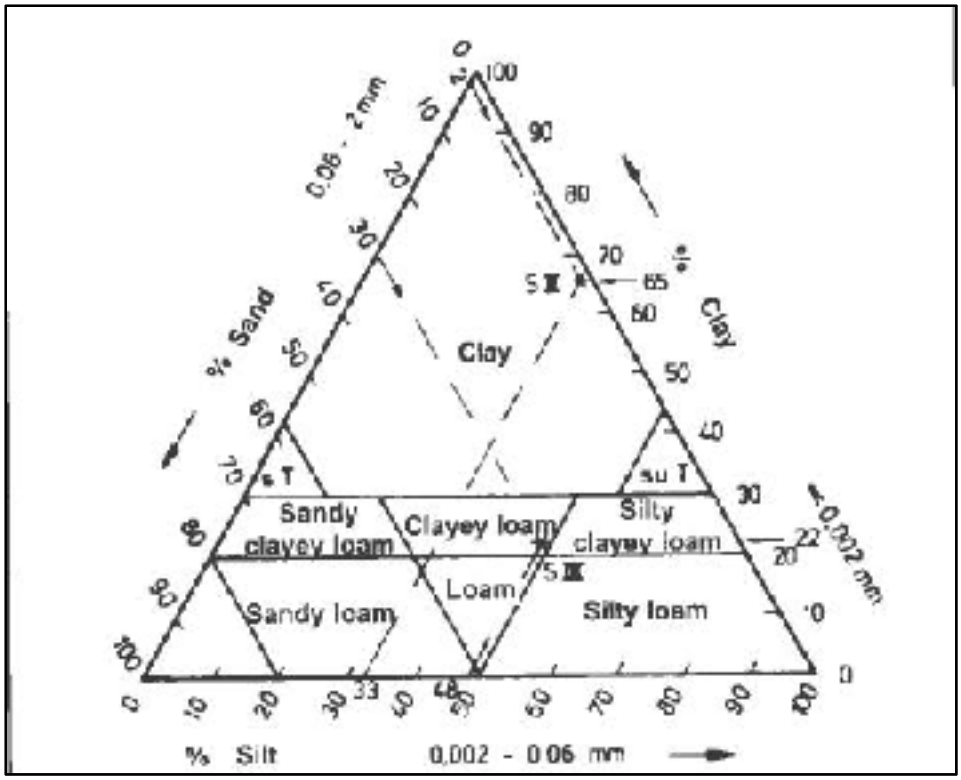


Figure 1.16 Distribution des particules du sol selon la méthode du triangle
Tirée de Gernot (2000)

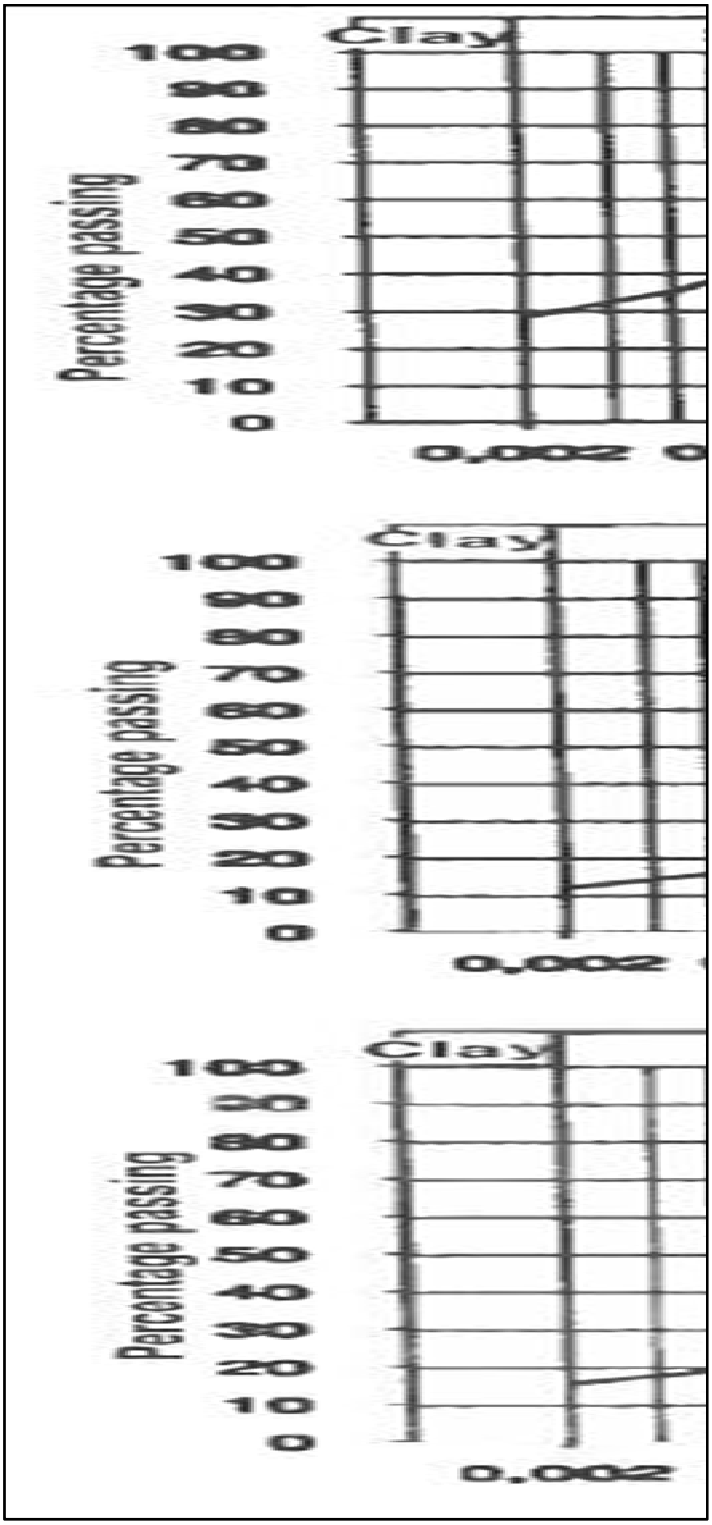


Figure 1.17 Distribution des particules pour un sol riche en argile, en silt et en sable
Tirée de Gernot (2000)

Delgado et Guerrero (2007) quant à eux suggèrent qu'un sol pour la construction en terre ait une granulométrie comprise à l'intérieur des courbes granulométriques de la Figure 1.18.

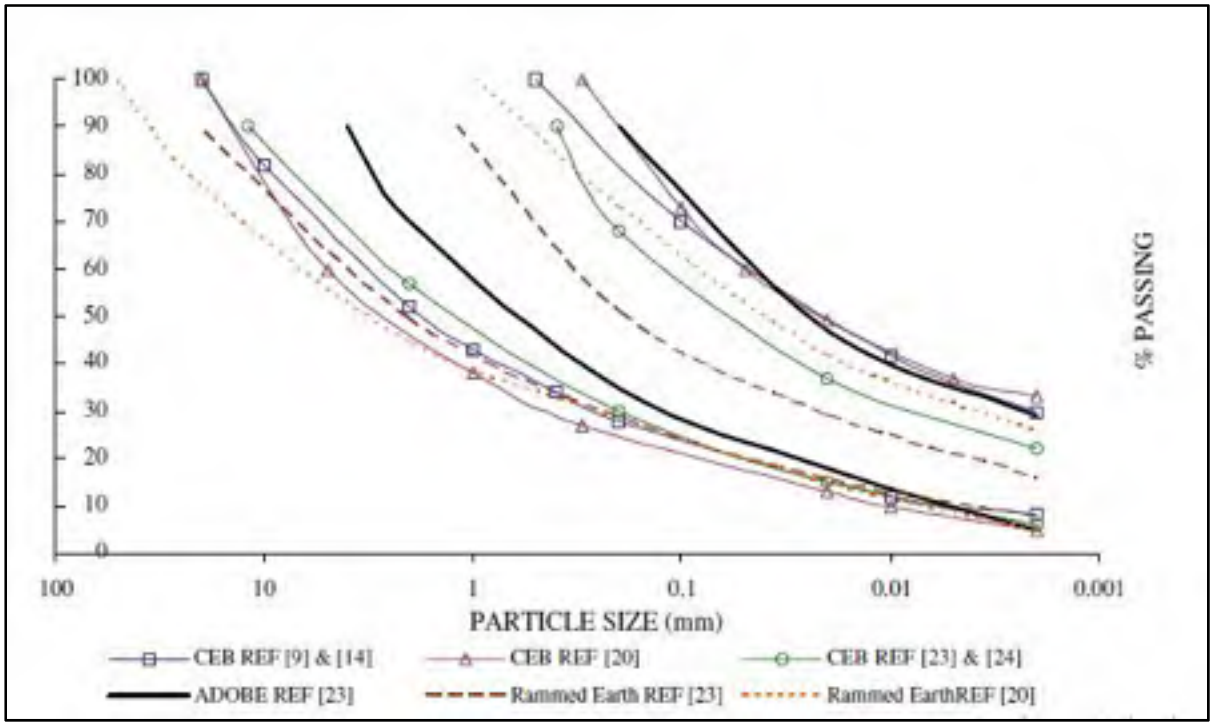


Figure 1.18 Granulométrie des sols pour la construction en terre
Tirée de Delgado et Guerrero (2007)

1.6.3 Sols du Québec

Au Québec, les sols proviennent d'une manière générale de trois (03) types de roches : les roches métamorphiques, les roches sédimentaires et les roches magmatiques. Les roches métamorphiques ou roches transformées sont formées par la recristallisation et généralement la déformation de roches sédimentaires ou de roches magmatiques sous l'effet de la température et de la pression qui augmentent avec la profondeur dans la croute terrestre. Les roches sédimentaires sont des couches ou strates de roches sédimentaires chimiques provenant de l'accumulation de sédiments (boue, sable, gravier) qui se déposent en couches dans un bassin de sédimentation. Elles se forment à la surface de la croute terrestre. Les roches

magmatiques ou ignées sont formées soit à partir d'un magma qui refroidit lentement à de grandes profondeurs sous la croute terrestre soit à partir de roches volcaniques issues d'un magma qui se refroidit rapidement à la surface de la croute terrestre. Toutes ces différentes origines produisent des sols de textures, de qualité et de propriétés différentes. Les sols du Québec sont issus de la dernière glaciation. Ils sont essentiellement transportés par les glaciers et l'eau. Ils sont composés de moraine et till transportés par les glaciers ou des dépôts fluvioglaciaires (esker, kame), lacustres ou marins tels que les argiles, les silts, les sables et les graviers. Les sols du Québec sont quasiment des sols argileux. Dans la région de Montréal, on rencontre différents types de sols composés de silt, d'argile, de sable ou de gravier selon le site. La tendance des sols est plutôt argileuse comme pour les sols rencontrés dans l'Île de Montréal. On retrouve par ailleurs à l'annexe I la carte des sols de l'Île de Montréal établie par la Commission géologique du Canada.

La terre de la présente étude a été prélevée à Mascouche, dans la région de Lanaudière à proximité de Montréal, du fait de sa disponibilité. Il n'est pas toujours possible, dans le cas de la province du Québec, de prélever la terre n'importe où. La disponibilité de la terre reste un défi à relever pour la conduite des projets de recherche au Québec.

1.6.4 Stabilisation des sols

Dans les travaux de construction, on peut avoir à utiliser un sol dont les propriétés nécessitent d'être améliorées pour le rendre plus performant. On fait appel à la technique de stabilisation de celui-ci. Dans les constructions traditionnelles de routes ou de bâtiments, la stabilisation se fait par ajout de pailles, de fibres naturelles, etc. Aujourd'hui, dans les constructions modernes, plusieurs matériaux (ciment, argile, chaux, etc.) peuvent être utilisés à cette fin. Le plus couramment utilisé est le ciment portland. Comme l'indique Van Damme et Houben (2017) la stabilisation est une pratique courante dans le cas des BTC et du pisé où l'on introduit dans le matériau terre une petite fraction du stabiliseur dans le but d'augmenter la résistance à la compression, la résistance à la désagrégation et à l'érosion ou pour corriger la composition d'un sol qui autrement ne serait pas approprié pour les travaux à faire. Il est estimé qu'environ

5 % de la production globale de ciment est utilisé dans la construction des routes (Van Damme & Houben, 2017). Toutefois la stabilisation à l'aide du ciment portland a des limites. La stabilisation au ciment portland est en général ni techniquement ni environnementalement recommandable (Van Damme & Houben, 2017). En effet, l'utilisation du ciment et partant des granulats, sable et gravier, est défavorable dans un contexte de développement durable. Par ailleurs, une bonne amélioration de la granulométrie de la partie fine de la terre ou l'utilisation d'ajouts appropriés peut permettre d'atteindre des résistances acceptables sans la stabilisation au ciment portland (Van Damme & Houben, 2017). La stabilisation à l'argile est plutôt bénéfique pour la construction si l'on intègre les conséquences néfastes de la stabilisation au ciment (coûts élevés du ciment, production de gaz carbonique influençant le réchauffement climatique, etc). L'argile joue le rôle du ciment en l'absence de celui-ci. On est donc parfois amené à améliorer un sol en lui ajoutant de l'argile (Dupuy, 1999). Dans les travaux courants en terre, la stabilisation est assurée par l'argile contenue dans la terre. Elle en est le liant naturel. Le taux d'argile nécessaire dans le matériau varie selon la technique de construction. Pour les BTC, le taux minimum est de 9 % alors que le taux maximum est de 36,5 % (Dupuy, 1999). La stabilisation d'un sol peut se faire à l'aide de la chaux.

D'une manière générale, pour les travaux de génie civil, il existe plusieurs méthodes de renforcement des sols. Selon le guide d'utilisation des géosynthétiques de séparation et de renforcement des chaussées, du ministère des transports, de la mobilité durable et de l'électrification des transports (MTMDET) (2004, p. 10) :

> « Nos ancêtres ont fréquemment stabilisé des sols et des chemins à l'aide de corps végétaux : paille, foin, roseaux, arbrisseaux, branches de sapin, etc. Au-delà de cet ancien principe, qui fonctionne toujours sur des sols très peu portants, l'industrie actuelle offre aussi des techniques de stabilisation chimique (chaux, ciment, bitume, émulsion, résine, etc.) et de stabilisation à l'aide d'un géosynthétique (géogrille, géotextile de renforcement, etc.) ».

Dans le cas du béton de terre, l'ajout d'un stabilisant en ciment portland permet d'espérer l'atteinte d'une plus grande résistance en compression. Le ciment et l'eau constituent la pâte nécessaire pour créer un matériau composite qui est le béton en assurant la liaison de ses composantes à savoir l'eau, le ciment, la terre et les pierres. En comparaison avec un béton

traditionnel, la terre remplace le sable. Les réactions complexes développées par l'hydratation du ciment permettent la prise du béton. Selon Ashby et Jones (2013), deux pics apparaîssent habituellement dans les courbes de calorimétries. La Figure 1.19(a) présente la réaction de durcissement du béton selon la résistance du béton confectionné. Les deux pics sont observés dans la Figure 1.19(b). Le premier pic est celui de la prise et le second pic correspond au durcissement du béton.

La matière organique doit être évitée dans le matériau à utiliser (Figure 1.15). La norme Canadienne CAN/CSA A23.2-7A pour le béton traditionnel ne recommande pas l'utilisation d'un sable à béton comprenant de la matière organique au-delà d'un certain seuil. Ce principe, en l'absence de texte règlementaire pour le béton de terre, s'applique à la terre comme substituant du sable dans le béton de terre. Les réactions chimiques du ciment hydraulique sont gênées par la présence de matière organique.

Les pouzzolanes naturelles telles que les cendres volcaniques et les argiles calcinées sont souvent utilisés dans les travaux d'infrastructure en béton. Ils servent à traiter un phénomène particulier du béton comme entre autres le contrôle de l'augmentation de la température du béton, l'amélioration de la résistance du béton. Le metakaolin, issu de la famille des pouzzolanes, est un matériau traité thermiquement dans un four et broyée (Kosmatka, 2011). Le metakaolin agissant concomitamment avec le ciment force les réactions chimiques en permettant d'obtenir de plus grandes résistances (Justice, 2005; Wild, Khatib, & Jones, 1996). Il joue un rôle de catalyseur pour les réactions complexes des constituants du ciment portland avec l'eau.

Plusieurs chercheurs ont étudié la terre stabilisée pour différentes techniques de construction. Les taux de stabilisation en ciment les plus pratiqués varient de 2 % à 15 % comme indiqué au Tableau 1.1. Les résistances couramment obtenues varient de 2 MPa à 10 MPa environ. Les types de sols utilisés sont variables selon les régions et sont indiqués au Tableau 1.2. Le choix du taux de stabilisation en ciment dépend entre autres de la technique de construction, de la destination des travaux et des caractéristiques de la terre utilisée.

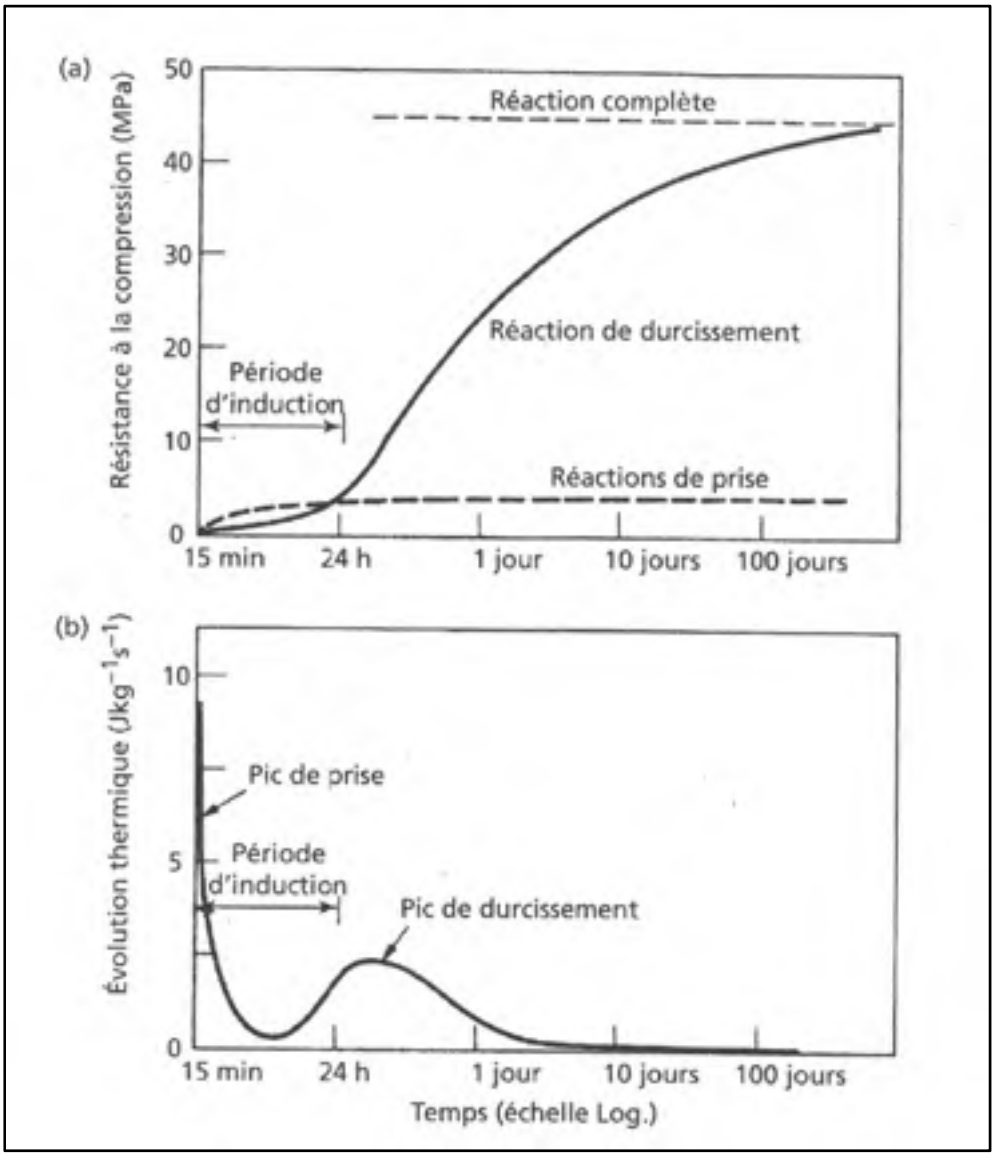


Figure 1.19 Courbes de prise du ciment portland
Tirée de (Ashby & Jones, 2014)

Tableau 1.1 Résistances visées selon le taux de stabilisation en ciment selon différentes études

Taux de stabilisation en ciment portland				
Minimum %	**Maximum %**	**Moyenne %**	**Résistance visée (MPa)**	**Références**
4	8	6	2	Burrough, 2008
5	10	7,5	4	Bahar, 2011
4	10	7	N/A	Ezbakhe et al. 2001
7,5	N/A	N/A	15	Dick, 2005
5	N/A	N/A	2,5	Jayasinghe et al. 2009
6	8	7	N/A	Dahmen, 2015
7	10	8,5	N/A	Raju et al. 2015
7	N/A	N/A	N/A	Venkatarama et al. 2015
2	6	4	2,4	Wolf et al. 2015
2	20	8,5	≥ 10	Bahar et al. 2004

N/A : Non disponible

Tableau 1.2 Types de sols des études révisées

Type de sols	Références
Terre locale en Australie prélevée sans restriction	Burrough, 2008
3 types : marne ou argile ou sable de la région de Tizi-Ouzou en Algérie	Bahar, 2011
Terre locale marocaine sur le site de Larache dans la région du nord du Maroc	Ezbakhe et al. 2001
N/A, terres à pisé au Canada	Dick, 2005
Sol latéritique au Sri Lanka	Jayasinghe et al. 2009
Blocs de pisé en Colombie Britannique au Canada	Dahmen, 2015
Sol reconstitué (15,8 % d'argile, 11,6 % de silt et 72,6 % de sable), en Inde	Raju et al. 2015
2 types : terre rouge locale ou sable, en Inde	Venkatarama et al. 2015
Sol contenant 30 % d'argile, 60 % de sable et 10 % de gravier à Durham en Angleterre	Wolf et al. 2015
Argile sableuse (62 % d'argile, 30,3 % de sable et 10 % de gravier), de la région de Tizi-Ouzou en Algérie	Bahar et al. 2004

1.6.5 Aspects environnementaux de la terre stabilisée

Comme indiqué dans les sections antérieures, la demande en ciment Portland pour les chantiers de construction reste croissante. Les émissions de gaz carboniques inhérentes à sa production sont aussi croissantes.

La stabilisation de la terre pour la construction n'apporte qu'une croissance modérée de sa résistance à un grand coût environnemental (Van Damme & Houben, 2017). Selon toujours Van Damme et Houben (2017), une alternative à la stabilisation de la terre consiste à contrôler la granulométrie du matériau en améliorant les propriétés de la partie argileuse. Pour effectuer l'évaluation de la terre stabilisée, la notion d'indice d'intensité du liant (*binder intensity index*, bi) est introduite (Damineli, Kemeid, Aguiar, & John, 2010; Van Damme & Houben, 2017). Elle est définie par l'équation (1.1) suivante :

$$b_i = \frac{b}{p} \tag{1.1}$$

Où

b_i : indice d'intensité du liant ($kg.m^{-3}.MPa^{-1}$);

b : la consommation totale de liant ($kg.m^{-3}$);

p : la résistance à la compression requise à 28 jours (MPa).

La valeur de b_i est inversement proportionnelle à la résistance à la compression. Sa valeur minimale est plafonnée à 5 $kg.m^{-3}.MPa^{-1}$ (Damineli et al., 2010; Van Damme & Houben, 2017). La Figure 1.20 présente les courbes de l'indice d'intensité du liant en fonction de la résistance à la compression à 28 jours et la Figure 1.21 indique les valeurs des indices de certains produits de construction en terre : l'adobe, le pisé, le béton d'argile et les blocs de terre comprimée (BTC).

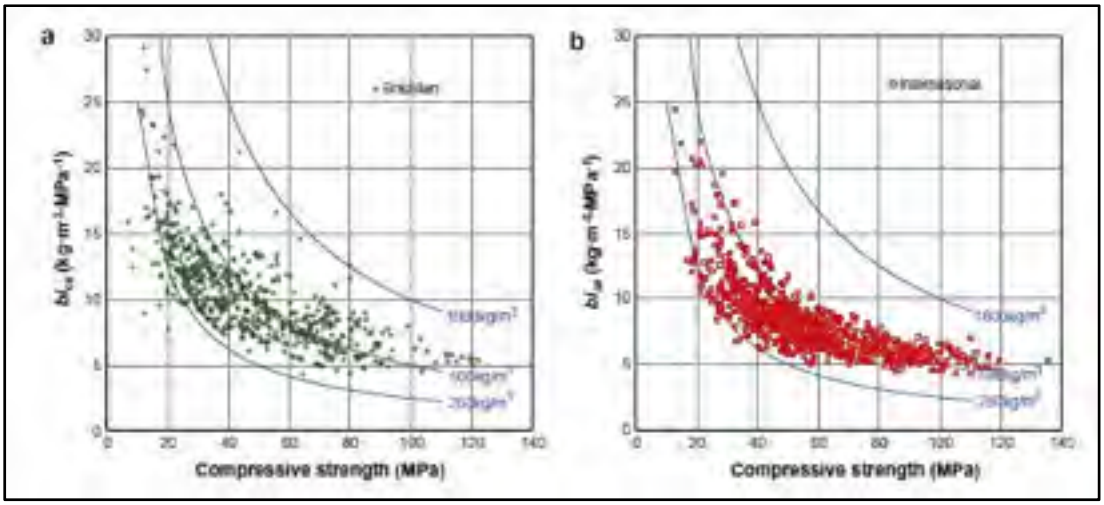


Figure 1.20 Courbes de l'indice bi en fonction de la résistance à la compression à 28 jours
(a) : données brésiliennes; (b) : données internationales
Tirée de Damineli et al. (2010)

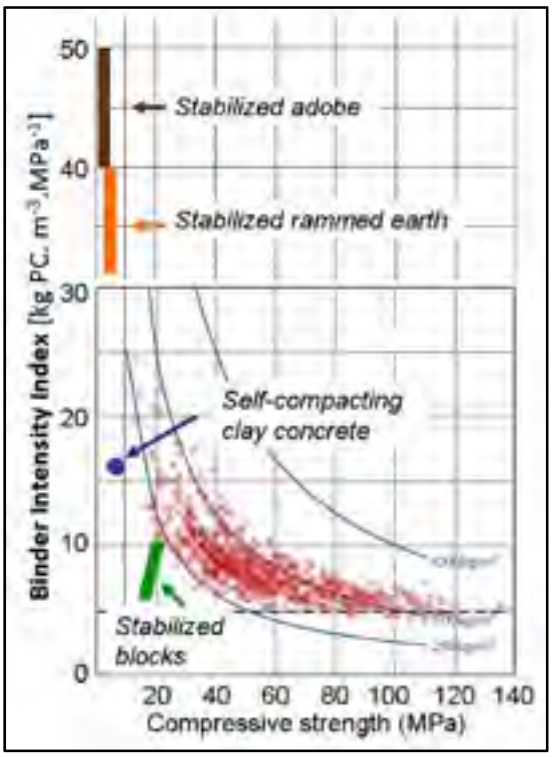


Figure 1.21 Courbes de l'indice bi en fonction
de la résistance à la compression à 28 jours
Tirée de Van Damme et Houben (2017)

Selon Van Damme et Houben (2017), tout en assurant le respect de quelques simples règles architecturales inscrites dans la culture de la construction locale, la construction en terre non stabilisée est une technologie durable qui a un important rôle à jouer dans la crise du logement économique que nous devrons affronter dans les prochaines décennies.

L'impact environnemental du point de vue des émissions de gaz carbonique (CO_2) a été examiné par Ouellet-Plamondon et Habert (2016) en comparant les technologies du béton d'argile (SCCC) et des blocs de béton. Dans cette étude les deux technologies donnent des impacts similaires telles qu'indiquées au Tableau 1.3 si la comparaison se limite au produit fini. Prenant en compte les émissions de gaz carbonique durant le transport et si le béton d'argile est fait avec les matériaux locaux, cette dernière solution sera avantageuse (Ouellet-Plamondon & Habert, 2016).

Tableau 1.3 Masse et CO_2 pour la production de 1 m^2 de mur en bloc de béton ou béton d'argile SCCC
Adapté de Ouellet-Plamondon et Habert (2016)

	Unité fonctionnelle = 1 m^2 de mur			
	Technologie des blocs de béton		**Béton d'argile autoplaçant**	
	Masse	**Impact**	**Masse**	**Impact**
	kg	**kg CO_2 éq**	**kg**	**kg CO_2 éq**
Ciment	20,8	14,6	14	9,8
Ajouts chimiques	0,4	0,3	5,4	4,1
Mortier de terre			350	1,1
Granulats (sable et gravier)	196,6	0,6	200	0,6
Eau	10,8	0,0	65	0,0
Total impact		15,5		15,6

1.7 Conclusion

La revue de littérature permet de constater que la terre a toujours été utilisée pour construire à travers le monde. Les constructions déjà réalisées en terre l'ont été à partir des techniques exposées. De nos jours les architectes et les bâtisseurs essaient de moderniser les méthodes d'exécution ainsi que les techniques pour exprimer une architecture moderne. La normalisation du matériau si elle est assez avancée dans d'autres pays reste à faire au Canada et particulièrement au Québec. Les constructions en terre réalisées en Amérique du nord sont encore au stade exploratoire. De plus en plus de chercheurs s'intéressent au matériau terre dans le monde. Les recherches dans ce domaine, au Canada et au Québec, ne sont pas nombreuses de sorte qu'il existe peu de littérature Nord-américaine sur la construction en terre.

L'objectif recherché reste toujours la réalisation de constructions économiques à partir de la terre et dans le cadre d'un développement durable. La présente étude s'intéresse au béton de terre non pas seulement pour faire des travaux de réparation d'ouvrages existants mais pour réaliser des murs structuraux où non structuraux. Aussi les contraintes maximales seront recherchées par des essais mécaniques sur le béton de terre fait à partir de la terre étudiée. En faisant un parallèle avec les études du béton ordinaire, une stabilisation sera faite avec du ciment portland ou de l'argile. Le metakaolin améliore la résistance du béton. Ainsi, des formulations de béton de terre stabilisée ou non stabilisée et une formulation comprenant à la fois la stabilisation au ciment portland et l'ajout du metakaolin, seront considérées. Les essais de calorimétrie et les mesures ultrasoniques permettront de suivre la prise du béton de terre confectionné et l'évolution de sa résistance dans le temps comme pour le béton traditionnel. La matière organique doit idéalement être évitée dans le matériau pour atteindre des résistances répondant aux exigences des projets. C'est pourquoi il est important de caractériser la terre jaune étudiée pour déterminer entre autres la présence de matière organique, la présence d'argile et la granulométrie du matériau terre.

Au plan environnemental, l'indice d'intensité du liant (bi) qui permet d'évaluer l'efficacité de la stabilisation au ciment pourra être déterminée pour le béton de terre stabilisé selon la notion introduite par Damineli et al. (2010).

Il convient de souligner que l'approche normative utilisée dans la présente étude ne fait pas l'unanimité parmi les chercheurs. Il y a une divergence entre ceux qui ne veulent pas appliquer les normes de béton au matériau béton de terre et ceux qui pensent qu'on devrait appliquer les normes de béton.

CHAPITRE 2

MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE ET MATÉRIAUX

Le béton de terre jaune sera étudié à travers différentes formulations de béton, sans stabilisation puis avec stabilisation au ciment portland ou à l'argile. L'effet du metakaolin en plus du ciment portland sera aussi observé. Le béton, comme on le sait, est composé d'eau, de granulat et de ciment. Le granulat comprend le granulat fin, habituellement du sable et le gros granulat soit les pierres. Le gros granulat dans cette étude sera principalement des pierres naturelles. Ces pierres rondes ne sont pas habituellement utilisées dans les bétons. Elles le sont ici pour répondre aux exigences architecturales du projet de l'insectarium de Montréal. Les pierres concassées habituellement utilisées dans les bétons seront utilisées dans certaines formulations à titre de contrôle en utilisant les résultats de leur caractérisation disponibles au laboratoire de béton (voir annexe III) de l'École de technologie supérieure (ÉTS).

La présente étude se propose de substituer le sable, ou le granulat fin, par de la terre dans le béton et de déterminer les résistances mécaniques maximales atteintes. Ce chapitre, après avoir décrit les matériaux de l'étude, présentera la méthode expérimentale suivie.

2.1 Description des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la présente étude sont la terre jaune, les pierres naturelles, les pierres concassées, l'argile, le metakaolin, le ciment portland et l'eau. La terre jaune représente le granulat fin. Elle provient de la Sablière les Sols Champlain à Mascouche dans la grande région de Montréal. Le gros granulat est soit des pierres naturelles, soit des pierres concassées. La pierre naturelle provient de la carrière BAUVAL CMM / Sables L.G., à Saint-Hippolyte dans la région de Montréal et est livrée selon trois appellations : 25/50 mm, 20/28 mm et 14 mm. Ces trois tailles sont combinées dans les proportions respectivement de 20 %, 50 % et 30 %. La pierre concassée provient de la firme Bomix à Montréal et est disponible selon les calibres 14 /20 mm, 10/14 mm et 5/10 mm. Elle est combinée dans les proportions respectivement de 23 %, 35 % et 42 %. La plupart des carrières, au Québec, fournissent des

granulats de roches calcaires, de roches ignées et de roches volcaniques. Comme les granulats à utiliser sont fournis en trois calibres différents, on effectue un mélange de ces trois types selon des proportions qui permettent d'obtenir un combiné dont la granulométrie va être étalée en étant composée de particules de différents diamètres des calibres utilisés. Un combiné de granulométrie étalée aura l'avantage, entre autres, de conférer au béton une bonne ouvrabilité, de réduire la demande d'eau, de mieux contrôler la pompabilité et le retrait du béton. Le ciment utilisé provient du commerce et est de type GU, ciment portland à usage universel. L'eau utilisée est de l'eau potable de la Ville de Montréal provenant du robinet du laboratoire de l'École de technologie supérieure (ÉTS). Pour observer l'incidence d'ajouts cimentaires, l'argile et le metakaolin ont été utilisés dans des formulations. L'argile commercialement disponible du centre du Canada a été utilisée en tant que liant dans le béton de terre. Elle a été achetée chez Sial Canada à proximité de Montréal. Enfin le metakaolin est utilisé avec le ciment Portland dans une même combinaison. Il provient de la firme IMERYS à Sandersville en Géorgie aux États-Unis. Les fiches techniques sont présentées à l'annexe II pour la terre jaune et à l'annexe III pour les pierres concassées.

2.2 Méthode expérimentale

Objectifs

La méthode expérimentale vise à caractériser le béton de terre. Cette caractérisation passe d'abord par la définition de formulations de béton en fonction des caractéristiques des matériaux de base pour ensuite déterminer les résistances mécaniques maximales qu'on obtient pour les bétons à base de terre jaune. Pour atteindre cet objectif, la caractérisation préalable de la terre jaune en tant que constituant du béton a été faite. La terre jaune représente le granulat fin de notre béton. Le gros granulat, une autre composante du béton a aussi été caractérisée. Il s'agit dans cette première étape de déterminer les propriétés du granulat fin et du gros granulat. Dans une deuxième étape, les paramètres obtenus sont utilisés pour établir les formulations de béton et fabriquer des spécimens de béton de terre à tester. La dernière étape est la caractérisation mécanique effectuée sur les éprouvettes de béton de terre pour déterminer les

résistances maximales à la compression à 28 jours, 56 jours et 90 jours. Ces trois phases, exprimées à travers la méthode expérimentale du projet selon la Figure 2.1, se déclinent comme suit :

Phase I. Caractérisation des granulats (terre jaune et pierres naturelles);

Phase II. Formulation et confection des bétons de terre;

Phase III. Caractérisation mécanique des bétons de terre.

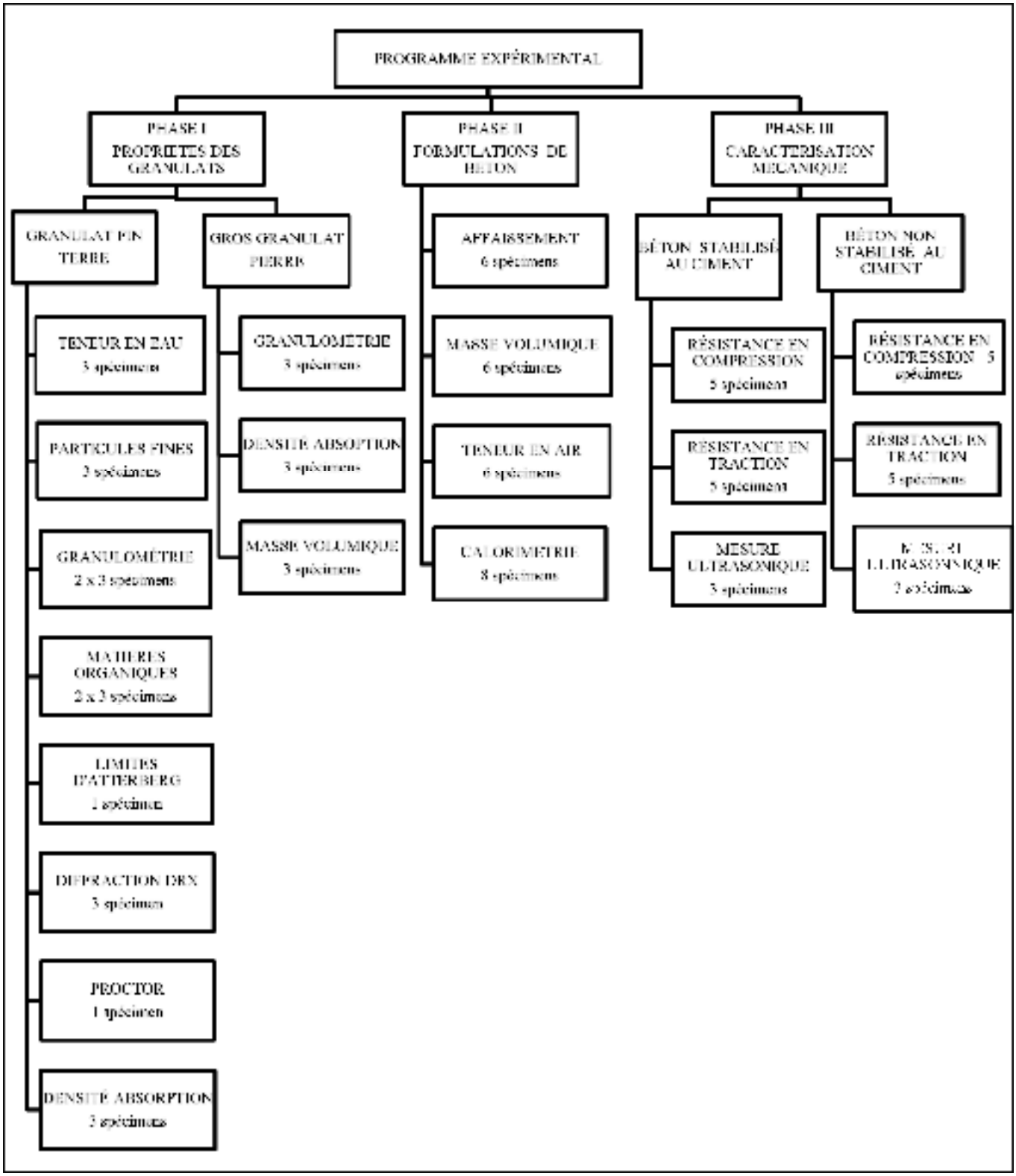


Figure 2.1 Programme expérimental de l'étude

2.3 Description des essais selon les normes

Les différentes phases du projet comportent des essais de laboratoire. Les normes qui s'appliquent sont donc indiquées dans les sections qui suivent. Le projet se faisant au Québec, la préférence a été accordée aux normes québécoises et canadiennes et enfin celles des États-Unis s'il y'a lieu.

2.3.1 Phase I

Les essais effectués et les normes applicables sont précisés au Tableau 2.1 ci-après. Les essais servent à caractériser la terre jaune et les pierres naturelles et à déterminer par ailleurs les paramètres de ces matériaux de base devant être utilisés dans les formulations de béton.

Tableau 2.1 Liste des essais de caractérisation de la première phase

Essai de laboratoire	Normes appliquées	Normes équivalentes	Nombre
Granulats fins (terre jaune)			
Teneur en eau	CAN/BNQ 2501-170	ASTM D2216	11
Granulométrie	BNQ 2501-025; NQ 2560-040	ASTM C136	3
Particules fines	ASTM C117		3
Sédimentométrie	NQ 2501-025; LC 21-040	ASTM D422	3
Matières organiques	A 23.2-7A	ASTM D1544-04	3
Matières organiques (Perte au feu)	MA. 1010-PAF 1.0	N/A	9
Proctor	BNQ 2501-250; BNQ 1530-060; BNQ 2501-170	ASTM D698	1
Limites d'Atterberg	CAN/BNQ 2501-090; CAN/BNQ 2501-170	ASTM 4318-17	1
Densité-absorption	LC 21-065	ISO 5725 ASTM C 642-06 ASTM C127-15	3
Diffraction des rayons X (DRX)	ASTM D3906	N/A	3
Gros granulats (pierres naturelles)			
Granulométrie	LC 21-015 LC 21-040	ASTM C136 ASTM D75/D75M-14 ISO 3310-1	3
Densité-absorption	LC 21-067	ISO 5725 ASTM C 642-06 ASTM C127-15	3
Masse volumique	LC 21-060	CAN/CSA A23.2-10A	1

2.3.2 Phase II

Les paramètres à prendre en compte pour le calcul des dosages des constituants en rapport avec les différentes formulations de béton sont nombreux et représentent des inconnues à déterminer. C'est pourquoi la règle est de fixer des hypothèses permettant de faire le choix de certains paramètres pour pouvoir en calculer d'autres. Le rapport eau-ciment est l'un des paramètres clés. En le faisant varier, il sera possible de déterminer deux formulations respectivement pour le béton coulé avec un liant en ciment, puis sans liant en ciment comme annoncé au début de ce chapitre.

Les essais réalisés à cette étape sont ceux relatifs à l'affaissement, la masse volumique, la teneur en air et la calorimétrie. Comme pour la confection des bétons ordinaires, le respect ou non de l'affaissement fixé par hypothèse permettra d'accepter ou de rejeter la gâchée de béton. L'affaissement par ailleurs indique la maniabilité et l'ouvrabilité du béton frais. La valeur de la masse volumique obtenue peut être comparée à celle des bétons traditionnels. Bien que ne comportant pas d'air entraîné, la teneur en air fournit un renseignement complémentaire quant à sa résistance phase au gel-dégel. Selon Kosmatka (2011), un béton conçu pour résister au gel-dégel doit comporter une teneur en air de 5 à 8 %. Les essais de calorimétrie seront effectués durant la première semaine du béton pour vérifier s'il effectue une prise normale en fonction des réactions d'hydratation du ciment portland comme cela se fait pour les bétons ordinaires. Toutes les données mesurées peuvent alimenter une base de données qui permettra de savoir à terme les plages dans lesquels on se situe lorsqu'on utilise le béton de terre. Les normes applicables et le nombre de spécimens testés sont indiqués au Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Essais et normes pour la deuxième phase

Essai de laboratoire	Normes appliquées	Normes équivalentes	Nombre
Confection de mélanges de béton en laboratoire	CAN/CSA A23.2-2C	NIST H44-1955	8
Confection et cure des éprouvettes de béton destinées aux essais de compression et de flexion	CAN/CSA A23.2-3C	ASTM C1074-11	73
Affaissement du béton	CAN/CSA A23.2-5C	ASTM C143/C143M-10	6
Détermination de la teneur en air du béton plastique par la méthode de pression d'air.	CAN/CSA A23.2-4C	ASTM C231-09	8
Détermination de la masse volumique, du rendement et de la teneur en liant du béton plastique	CAN/CSA A23.2-6C	BNQ 2622-916	8
Essai de calorimétrie	ASTM C1753/1753M-15	ASTM C1679-14	2

2.3.3 Phase III

Les essais de caractérisation mécanique permettront de faire des tests sur des spécimens de béton de terre. Les essais de résistance en compression, en traction puis les mesures ultrasoniques sont effectués. Les essais de compression et de traction permettent de vérifier les résistances mécaniques maximales atteintes par les spécimens de bétons confectionnés. Les mesures ultrasoniques, effectuées de façon hebdomadaire, sont qualitatives. Leur intérêt est le suivi de l'évolution de la résistance dans le temps. Des appareils de mesures ultrasoniques plus performants permettent par ailleurs de déterminer directement la résistance mécanique du béton en laboratoire ou au chantier. Les normes applicables ainsi que le nombre de spécimens testés sont indiqués au Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Essais et normes pour la troisième phase

Essai de laboratoire	Normes appliquées	Normes équivalentes	Nombre
Détermination de la résistance à la compression d'éprouvettes de béton cylindriques	CAN/CSA A23.2-9C	ASTM C39/C39M-12a	68
Détermination de la résistance à la traction par écrasement latéral d'éprouvettes de béton cylindriques	CAN/CSA A23.2-13C	ASTM C496/C496M-11	05
Mesures ultrasoniques	ASTM C597-02	ISO1920-7: 2004 ASTM D2845	15

2.4 Échantillonnage

La qualité des résultats commence par un bon échantillonnage de la terre. Il faut veiller à prélever la terre selon les règles de l'art, et bien entendu, selon les contraintes d'ordre pratique qui s'imposent, en conformité avec les normes d'échantillonnage applicables. Il faut ensuite faire une réduction du matériau pour obtenir des échantillons de petites tailles analysables à l'échelle du laboratoire. La notion de représentativité de l'échantillon étudié reste un objectif qu'il faut toujours tenter d'atteindre ou d'approcher pour garantir la fiabilité des résultats des essais.

2.4.1 Sites de prélèvement

2.4.1.1 Terre jaune

Le site de prélèvement de la terre jaune, à Mascouche, est indiqué à la Figure 2.2. Elle était stockée en pile comme présenté à la Figure 2.3. La quantité prélevée à l'aide de pelles a été mise dans des sachets plastiques. Un total de 350 kg environ de terre jaune a été prélevé et transporté au laboratoire à l'École de technologie supérieure (ÉTS).

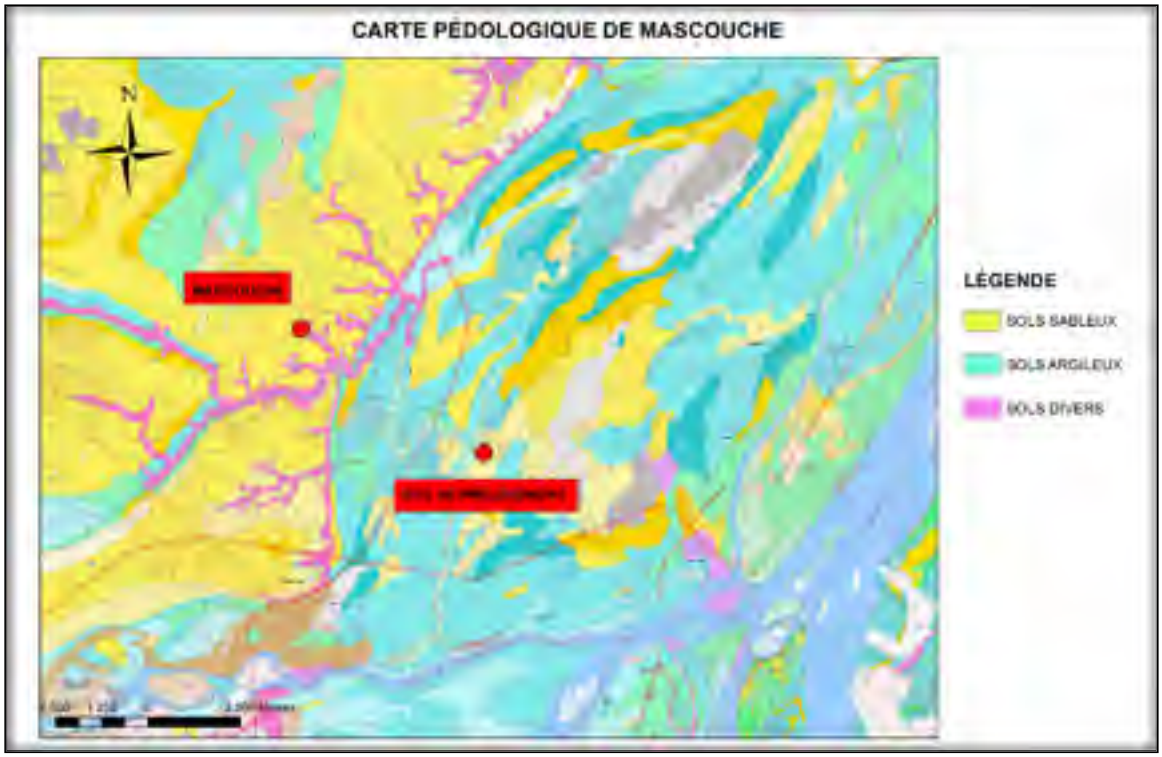


Figure 2.2 Site de prélèvement de la terre jaune à Mascouche
Carte pédologique de Mascouche adaptée : Source IRDA

Figure 2.3 Pile de terre à la sablière Les sols Champlain à Mascouche

2.4.1.2 Pierres naturelles

Le gros granulat de cette étude est constitué de pierres naturelles provenant de la société BAUVAL. Les Figures 2.4 et 2.5 présentent respectivement leur site de prélèvement à Saint-Hippolyte et une pile des pierres naturelles. L'utilisation de granulat de tailles variées est idéale pour avoir une granulométrie étalée. Les dimensions des pierres utilisées sont de trois types : 14 mm, 20/28 mm et 25/50 mm. Les essais réalisés sont l'analyse granulométrique par tamisage, la densité, l'absorption et la masse volumique. Les pierres concassées utilisées par la suite ont été caractérisées préalablement au laboratoire de béton de l'École de technologie supérieure (ÉTS).

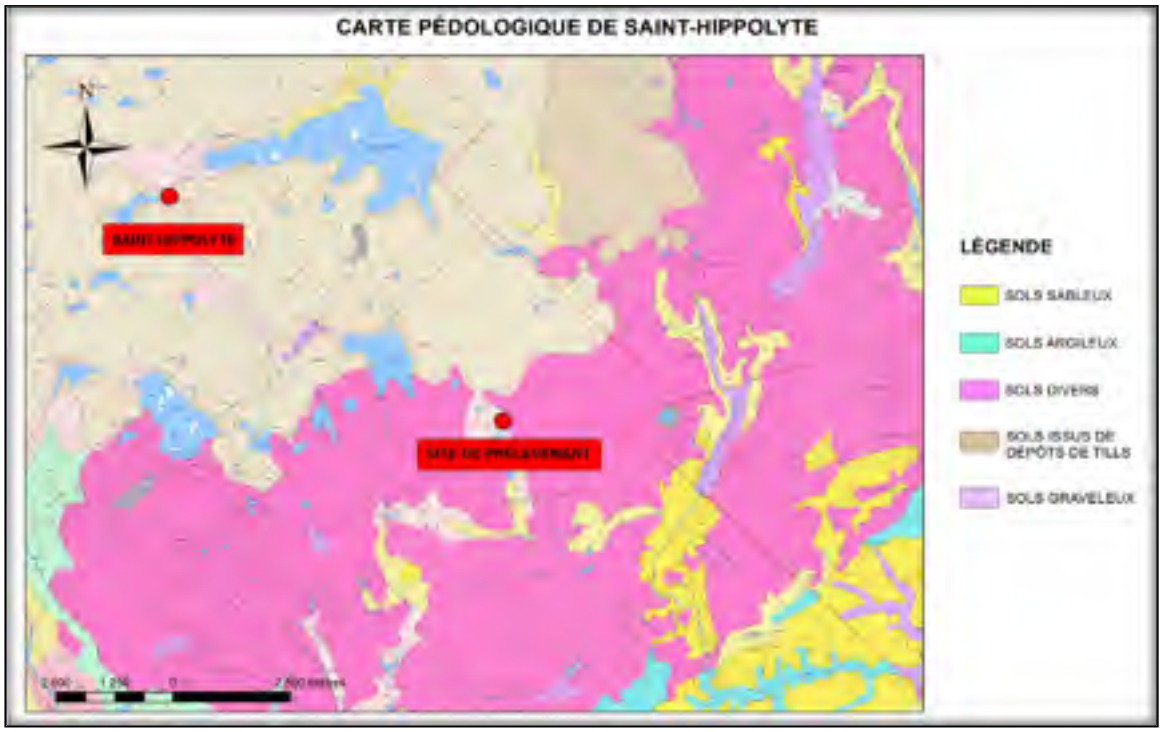


Figure 2.4 Site de prélèvement des pierres naturelles à Saint-Hippolyte
Carte pédologique de Saint-Hippolyte adaptée : Source IRDA

Figure 2.5 Pile de pierres naturelles à Saint-Hippolyte

2.4.1.3 Pierres concassées

Les pierres concassées utilisées à titre de contrôle sont présentées à la Figure 2.6. Le bac de gauche contient les pierres 10/14 mm (1/2"), celui du milieu contient les pierres 5/10 mm (1/4") et celui de droite les pierres 14/20 mm (3/4"). Elles proviennent de la firme Daubois à Montréal et elles sont livrées à l'École de technologie supérieure avec les fiches techniques de leur caractérisation. L'étude utilise les résultats de caractérisation déjà établis et joints à l'annexe III.

Figure 2.6 Pierres concassées 5/10 mm (1/4"), 10/14 mm (1/2") et 14/20 mm (3/4")

2.4.2 Méthode de réduction d'échantillons de laboratoire

Le choix de l'échantillon de terre pour des fins d'analyse requiert le respect d'une méthodologie appropriée de sorte qu'il soit représentatif de la population. Les échantillons ont été déterminés en suivant une méthode probabiliste afin de limiter les biais d'échantillonnage. Le nombre de spécimens prévus pour chaque essai est indiqué dans le programme expérimental de la Figure 2.1 ainsi que dans les tableaux des normes (Tableau 2.1, Tableau 2.2 et Tableau 2.3). Le choix de l'appareil de réduction dépend de la taille de l'échantillon recherché et est prescrit par la norme appliquée. Les appareils de 25 à 30 kg et de 1 à 2 kg, de la Figure 2.4 (a) et (b) ont été utilisés dans le cadre de cette étude. Les séparateurs mécaniques utilisés sont, pour la Figure 2.5 (a), de type Gilson SP-1 et pour la Figure 2.7 (b) de type HUMBOLDT.

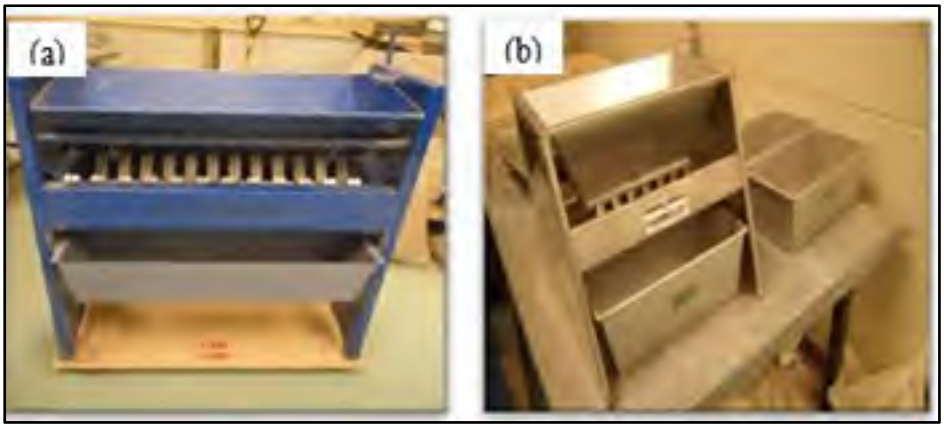


Figure 2.7 Appareils de réduction d'échantillons :
(a) capacité 25 à 30 kg ; (b) capacité 1 à 2 kg

2.5 Conclusion

Pour atteindre les objectifs de l'étude, les trois phases (1. caractérisation des granulats (terre jaune et pierres naturelles), 2. formulation et confection des bétons de terre, 3. caractérisation mécanique des bétons de terre) sont exécutées chronologiquement. Ainsi le chapitre 3 traitera la caractérisation de la terre jaune et des pierres naturelles, à la section 3.1. Les résultats obtenus permettent de documenter le matériau terre de l'étude. Les paramètres issus de cette phase et utiles à la formulation des bétons par le principe de la méthode des volumes absolus s'il y a lieu seront exploités à la section 3.2 traitant la formulation et la confection des spécimens de béton de terre. Ces derniers feront l'objet des tests mécaniques à la section 3.3.

CHAPITRE 3

PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

Ce chapitre est consacré à la caractérisation pour toutes les trois phases du projet. Il s'agit de caractériser les granulats à savoir la terre jaune et les pierres naturelles, matériaux choisis pour le projet de l'insectarium. Ces deux matériaux de base serviront à confectionner les bétons de terre testés. Les essais de caractérisations réalisés sur la terre jaune sont les essais courants de mécanique des sols. Il s'agit de connaître non seulement les propriétés des matériaux de l'étude mais aussi de déterminer les paramètres entrant dans la détermination des formulations du béton de terre. Il est ensuite traité dans ce chapitre la formulation des bétons de terre puis des essais mécaniques sur ces derniers. Le béton, comme on le sait, est constitué des granulats, d'un liant et de l'eau. Dans cette étude, le liant sera soit le ciment portland, soit l'argile ou encore le metakaolin en complément du ciment. Les propriétés et les paramètres utiles de ces liants s'il y a lieu sont données par le fournisseur.

3.1 Phase I : Caractérisation des granulats (terre jaune et pierres naturelles)

Cette section se rapporte aux principaux essais réalisés pour connaître les propriétés de la terre jaune et des pierres naturelles qui vont servir à faire le béton de terre. Pour la terre jaune, les essais suivants ont été réalisés : la teneur en eau, le lavage des particules fines, la granulométrie par tamisage puis par sédimentation, la présence de matières organiques et la détermination de leur taux, la diffraction aux rayons X, l'essai Proctor normalisé, les limites d'Atterberg et la densité et l'absorption. Pour les pierres naturelles, les essais de granulométrie, de la masse volumique, de la densité et de l'absorption ont été effectués.

Les essais de caractérisation de la terre jaune et des pierres naturelles ont été effectués respectivement au laboratoire de mécanique des sols et au laboratoire de béton de l'école de technologie supérieure.

3.1.1 Essais de caractérisation de la terre jaune

3.1.1.1 Teneur en eau

La teneur en eau détermine le poids en eau de la terre jaune. Elle est obtenue par un essai au laboratoire. Si W est la teneur en eau, M_w et M_s respectivement le poids de la phase liquide et celui de la phase solide, on a d'après l'équation 3.1 :

$$W = \frac{M_W}{M_S} \times 100 \qquad (3.1)$$

L'essai consiste à déterminer la teneur en eau naturelle du matériau. La teneur en eau est une caractéristique du sol qui influence certaines de ses propriétés (compactage, gélivité, portance du sol, tassements, etc).

Pour ce faire onze échantillons de terre jaune prélevée à la sablière ont été déterminés après réduction jusqu'à obtention de la masse minimale requise par la norme appliquée. Ces échantillons sont ensuite séchés au four pendant 16 heures environ jusqu'à masse constante à une température de 60°C ± 5°C car ils contiennent de la matière organique. L'échantillon ainsi que le zéro (communément appelé la tare) sont pesés respectivement. Après séchage le matériau est pesé avec sa tare et on obtient la teneur en eau comme selon l'équation 3.2 qui suit :

$$W(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_0} \times 100 \qquad (3.2)$$

Où

m_1 = masse de la tare et du sol humide (g);

m_2 = masse de la tare et du sol sec (g);

m_0 = masse de la tare (g).

La Figure 3.1 (a) présente la terre telle que prélevée et mise dans des sachets plastiques. Pour la mettre à l'étuve celle-ci a été mise dans des contenants présentés à la Figure 3.1 (b).

Figure 3.1 (a) Échantillon de terre jaune;
(b) Contenants de terre avant séchage au four

3.1.1.2 Particules fines

Le lavage de l'échantillon ou test de particules fines consiste à enlever par lavage à l'eau la majeure partie des particules de taille inférieure à 80 µm. C'est une étape préparatoire en vue de faire l'essai d'analyse granulométrique par tamisage mécanique qui se fait sur un échantillon dont les particules ont une taille comprise entre 80 µm et 5 mm.. L'échantillon devant faire l'objet de la granulométrie par tamisage est déterminé par quartage jusqu'à la masse désirée selon la norme qui s'applique. Le quartage se fait sur du passant de 5 mm. Le lavage du matériau se fait sur un tamis de 80 µm avec un tamis protecteur de 1,25 mm.

Le mode opératoire à suivre est celui prescrit par les normes appliquées (Tableau 2.1), pour un échantillon contenant de la matière organique. La Figure 3.2 présente le matériau dans l'eau de robinet en vue de commencer le processus de lavage.

Figure 3.2 Échantillons préparés pour l'opération de lavage

3.1.1.3 Analyse granulométrique

Dans le cas des bétons le choix des granulats est très important. Dans le manuel *Dosage et contrôle des mélanges de béton*, il est précisé « on ne saurait trop insister sur l'importance qu'il y a à utiliser des granulats de type et de qualité appropriés, car les granulats fins et gros occupent généralement de 60 à 75 % du volume du béton (70 à 85 % de sa masse) et influent fortement sur ses propriétés, son dosage et son coût, tant à l'état plastique qu'à l'état durci » (Kosmatka, 2011, p. 99). Pour le béton de terre, objet de cette étude, un parallèle sera fait comme pour l'étude d'un béton de ciment. Ainsi l'analyse granulométrique sera effectuée selon les normes indiquées au Tableau 2.1. La terre jaune est caractérisée comme on le ferait pour le sable à béton.

a) Par tamisage des particules de tailles supérieur à 80 micron

Les échantillons obtenus par le test de particules fines ou lavage sont ensuite tamisés. Les tamis utilisés sont ceux de la série R20 présentés à la Figure 3.3 (a). La Figure 3.3 (b) présente le tamiseur mécanique utilisé tandis qu'on aperçoit les retenus aux tamis à la Figure 3.3 (c). Le mode opératoire à suivre pour l'essai est conforme aux normes appliquées du Tableau 2.1.

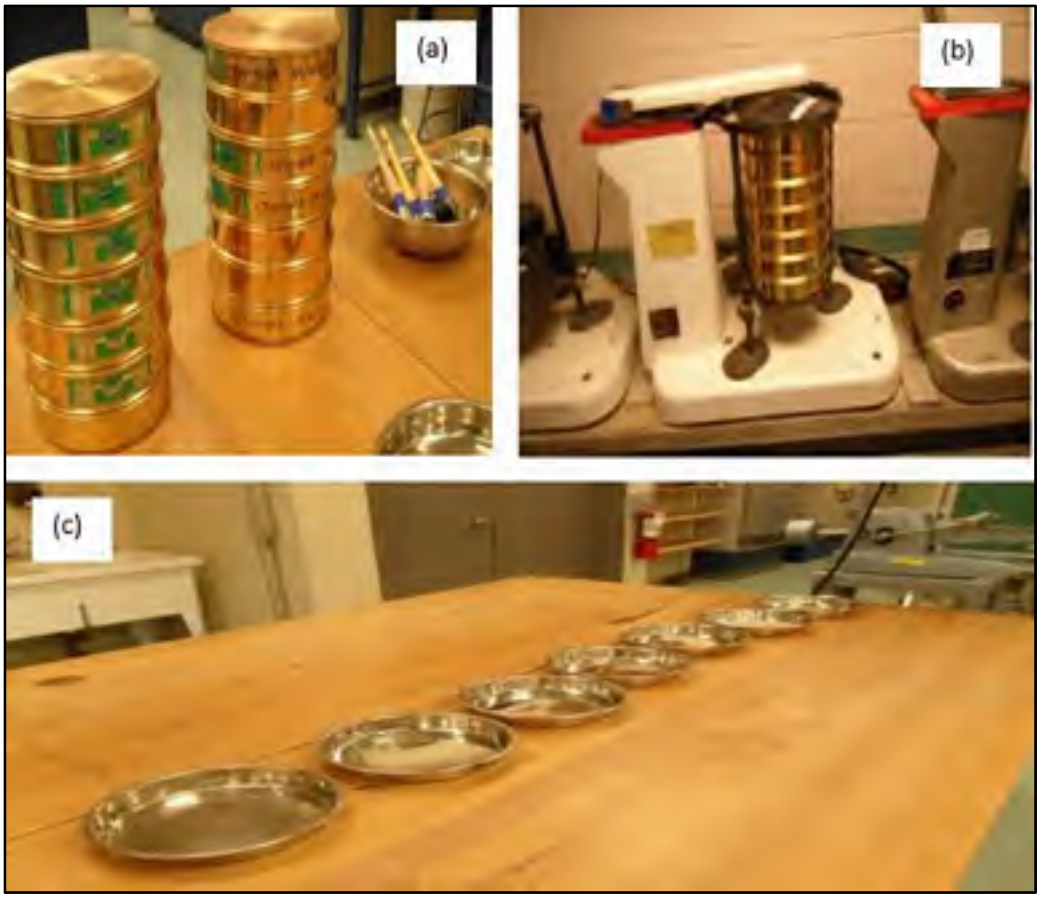


Figure 3.3 (a) série de tamis; (b) tamiseur mécanique; (c) retenus aux tamis

b) Analyse granulométrique par sédimentation

L'essai par sédimentation vient compléter l'essai de granulométrie par tamisage pour les particules inférieures à 80 µm contenues dans la terre jaune étudiée. Il permet de déterminer approximativement la répartition des particules passant le tamis de 80 µm. Les échantillons des essais par sédimentation sont préparés par quartage sur du passant de 2 mm et le test se fait selon la procédure définie par les normes appliquées du Tableau 2.1. Ils sont présentés à la Figure 3.4. Les mesures effectuées selon le mode opératoire se déroulent sur 24 h. La Figure 3.5 montre le matériel utilisé et la progression de l'essai. Les particules les plus lourdes sont les premières à se déposer au fond du cylindre de sédimentation tandis que les plus légères progressent lentement vers le fond.

Figure 3.4 Échantillons de la sédimentométrie

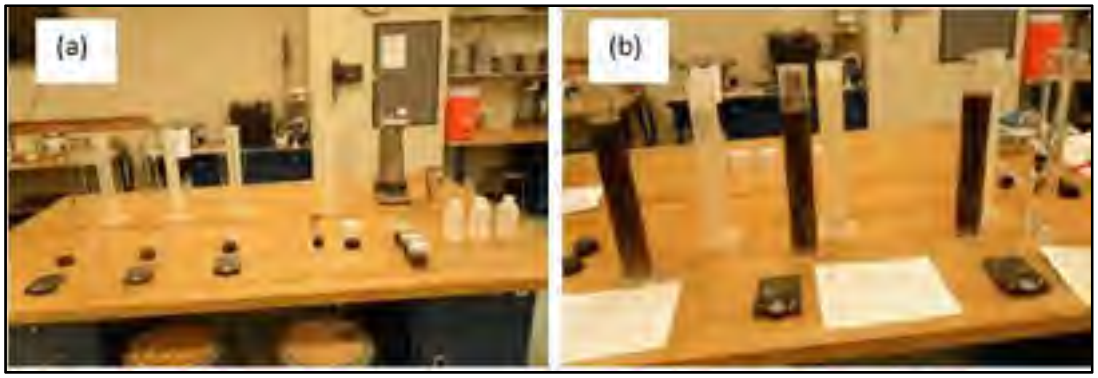


Figure 3.5 (a) Matériels utilisés; (b) Test en progression

3.1.1.4 Matières organiques

Il est indispensable de vérifier la présence de matières organiques dans le matériau. Cela permettra de prendre une décision éclairée quant à l'utilisation de celui-ci dans un béton de terre. On détermine d'abord par un essai qualitatif puis un essai quantitatif le pourcentage de matière organique dans la terre.

a) Présence de matières organiques

Le test pour déterminer la présence de matière organique dans la terre étudiée est de type qualitatif basé sur la couleur des échantillons. Il définit une étape préliminaire pour l'acceptabilité du granulat fin comme constituant du béton de terre à confectionner. Le mode opératoire est celui définit par la norme CAN/CSA A23.2-7A. L'étalon de couleur de référence est présenté à la Figure 3.6 (a). Les couleurs de référence 1, 2 et 3 indiquent des échantillons de granulat fin ne comportant que peu ou pas de matière organique. Ces granulats sont jugés acceptables pour une utilisation avec du béton de ciment. Les couleurs de référence 4 et 5 indiquent quant à eux des échantillons de granulat fin qui contiennent trop de matière organique pour les usages standards. Après avoir préparé l'échantillon comme indiqué à la Figure 3.6 (b), il suffit de l'introduire dans une bouteille et d'y ajouter une solution réactive d'hydroxyde de sodium (3 %). Après 24 h, il suffit de comparer la couleur du liquide dans la bouteille aux couleurs de l'étalon de référence.

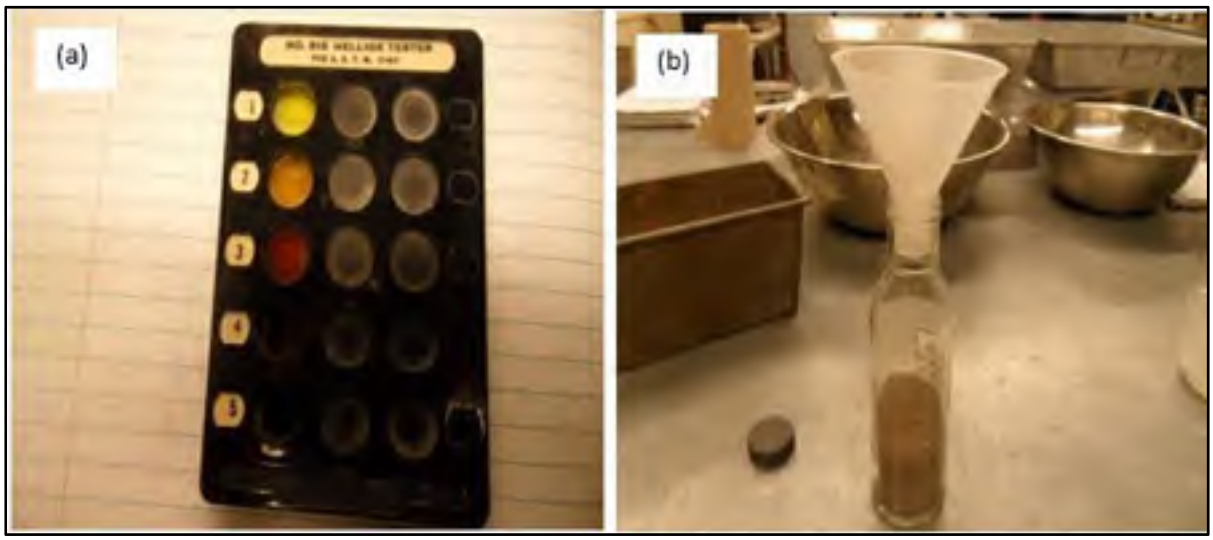


Figure 3.6 (a) Plaque de couleur étalon de référence, (b) préparation du test

b) Matières organiques : détermination du pourcentage de matière organique par la méthode de perte au feu (PAF)

Cet essai vise la détermination de la quantité de matières organiques dans l'échantillon par la méthode de perte au feu. L'échantillon doit être broyé et tamisé à 2 mm. C'est donc la partie fine du matériau qui est concernée par ce test. Trois échantillons A, B et C ont été préparés à cet effet. La Figure 3.7 présente les échantillons, le four à ignition utilisé et les échantillons dans le dessiccateur. Le mode opératoire suivi est celui de la méthode d'analyse MA.1010-PAF 1.0. Les échantillons sont d'abord préséchés dans une étuve à 150° C pendant 16 heures. Ils sont ensuite disposés dans des creusets pour être calcinés dans un four à ignition à 375° C pendant 16 heures. Au sortir de ce four et avant de les peser, ils sont disposés dans un dessiccateur le temps de refroidir. Le pourcentage de perte de matières organiques est donné par l'équation (3.3).

$$\%\mathrm{M.O.} = \frac{((P_1 - P_0) - (P_2 - P_0))}{(P_1 - P_0)} \times 100 \qquad (3.3)$$

Où

M.O. : pourcentage de perte de matières organiques;

P_o : poids du creuset vide (g);

P_1 : poids final (g);

P_2 : poids du creuset contenant les cendres (g).

Le four à ignition utilisé, à la Figure 3.7 (b), est de type Thermo Scientific de la firme Thermo Solutions. La balance servant à peser les échantillons est du type Mettler Toledo avec une précision de 0,001 gramme telle que présentée à la Figure 3.7 (d) tandis que le dessiccateur est présenté à la Figure 3.7 (c).

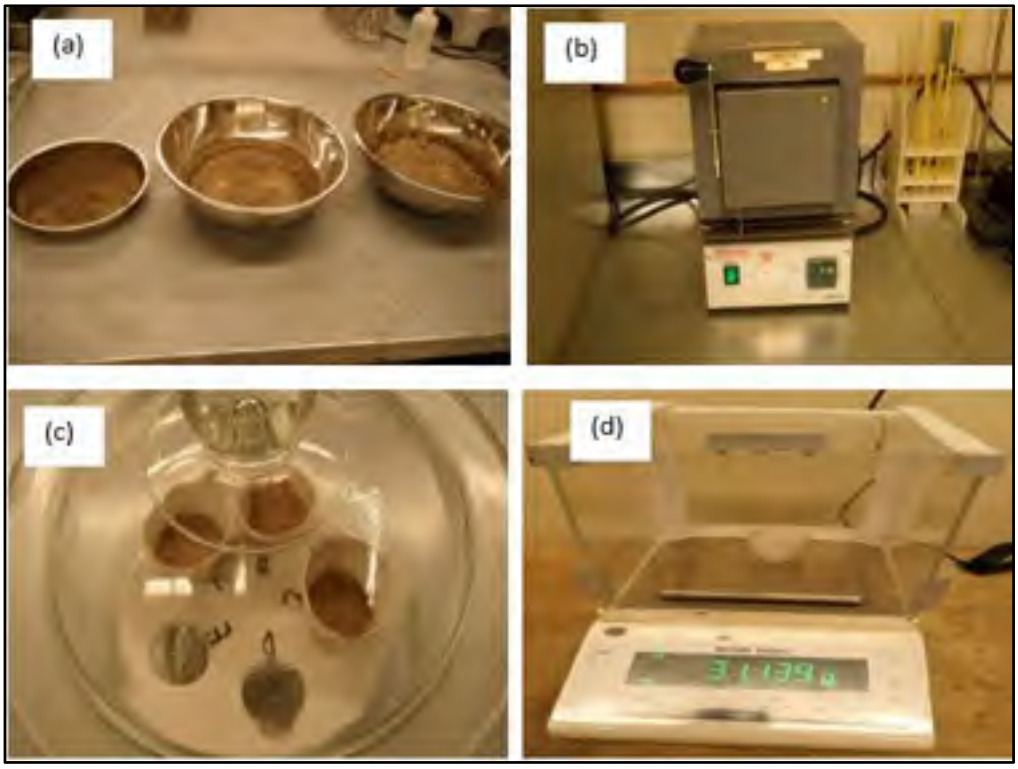


Figure 3.7 (a) Échantillons préparés ; (b) Four à ignition ;
(c) Échantillons testés; (d) Pesée finale d'un échantillon

3.1.1.5 Essai Proctor

L'essai Proctor est fait pour déterminer la relation entre la teneur en eau et la masse volumique de la terre étudiée. Lorsqu'un compactage devient nécessaire, comme dans le cas du pisé, cet essai s'avère intéressant. L'optimum Proctor obtenu à l'issu du test permet de connaître la teneur en eau idéale pour un meilleur compactage minimisant par ailleurs l'énergie de compactage. Dans le cas d'un matériau compacté comme pour le pisé, cet essai comporte un intérêt particulier. Toutefois pour le pisé, l'essai Proctor modifié est recommandable du fait de la grande énergie de compactage qu'il nécessite. L'essai Proctor normalisé est réalisé pour les travaux courants de bâtiments et a donc été retenu dans le cadre de la présente recherche. Pour exécuter cet essai, un quartage du matériau séché a été fait pour déterminer huit échantillons de trois kg chacun. La quantité de terre de chaque échantillon est tamisée sur le tamis de 5 mm. C'est le passant de 5 mm qui est utilisé pour l'essai. Le mode opératoire reste conforme à la méthode prescrite par la norme ASTM D698. La Figure 3.8 présente les huit échantillons, et

le démoulage du matériau compacté pour les points caractéristiques de teneur en eau estimée à 25 % et 30 % de la masse de l'échantillon correspondant.

La teneur en eau optimale déterminée par cet essai sera utilisée dans la formulation de béton de terre non stabilisé à la phase II de l'étude.

Figure 3.8 (a) 8 Échantillons; (b) Démoulage à 25 % de teneur en eau
(c) Démoulage à 30 % de teneur en eau

3.1.1.6 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ou limites de consistance permettent de déterminer la limite de liquidité et la limite de plasticité des sols cohérents, selon Robitaille et Tremblay (2014). Les limites de consistance sont des teneurs en eau qui délimitent les quatre états de consistance ou limites d'Atterberg, toujours selon Robitaille et Tremblay (2014). Plus la teneur en eau augmentera plus le matériau changera de consistance allant de l'état solide à l'état liquide. La bonne exécution de cet essai requiert un sol à dominance argileuse. Pour faire cet essai, un échantillon de terre jaune de 300 grammes est prélevé et tamisé avec le tamis de 400 µm. Pour obtenir le passant de 400 µm à partir du matériau de base les tamis de 2,5 mm, 400 µm et une panne ont été utilisés. Le tamis de 2,5 mm reçoit une quantité appropriée de sol. La panne et les deux tamis sont placés dans le tamiseur pour une durée de tamisage de 20 mm. De l'échantillon constitué, 50 grammes ont été prélevés pour déterminer la limite de plasticité. On ajoute un peu d'eau à cette quantité de sol et on fait des boudins sur une plaque. La Figure 3.9 présente ces deux étapes. Le sol de nature sableux et pulvérulent et contenant peu d'argile ne se prête

pas à l'essai de la limite de plasticité. On ne peut le rouler en boudins comme on l'aperçoit sur la Figure 3.9 (b).

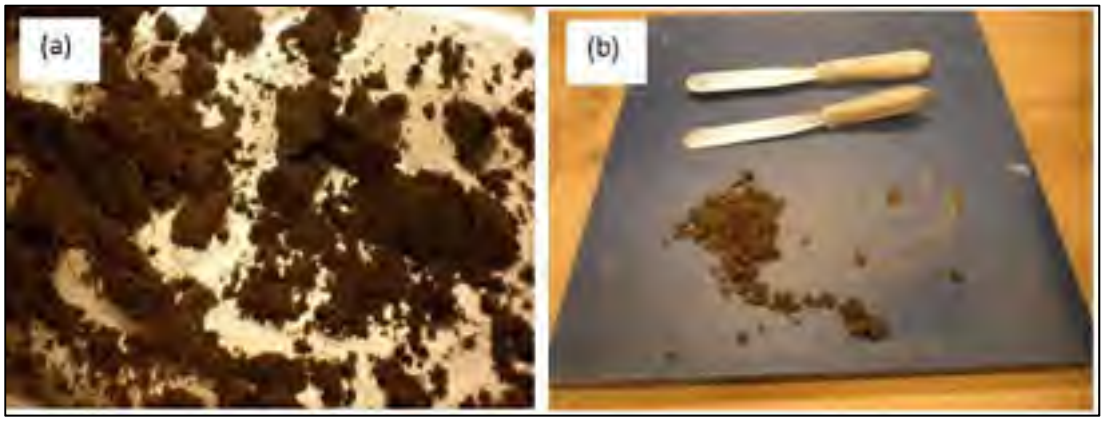


Figure 3.9 : (a) Échantillon pour limite plastique; (b) test de limite de plasticité

3.1.1.7 Densité-absorption

Pour établir les proportions de terre jaune dans les formulations de mélanges à étudier dans la phase II du programme expérimental, il est nécessite de connaître l'absorption et la densité du matériau, lesquels peuvent être déterminés par l'essai de densité-absorption. Le mode opératoire suivi est celui de la méthode d'essai LC 21-065, méthode d'essai du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec (MTQ) utilisée pour les granulats fins. La Figure 3.10 présente les principales étapes du processus de déroulement du test.

Figure 3.10 (a) Échantillons préparés dans l'eau
(b) Séchage des échantillons de terre pour obtenir l'état saturé superficiellement sec (SSS)
(c) Vérification de l'atteinte de l'état saturé superficiellement sec (SSS)
(d) Mise du matériau saturé superficiellement sec (SSS) dans le pycnomètre

3.1.1.8 Diffraction DRX

L'essai de diffraction des rayons X permet d'identifier les différents minéraux présents dans l'échantillon. L'essai en particulier permet de déterminer la présence d'argiles ainsi que les types d'argiles rencontrées. Cette information complémentaire recherchée est importante dans la mesure où certaines argiles sont gonflantes sous l'action du gel dégel. Ces argiles doivent être évitées dans la construction si l'on veut éviter des désordres ultérieurs dans l'ouvrage à réaliser.

Les échantillons préparés pour le diffractomètre DRX sont conformes aux plages de tamis 0-20 µm, 20-63 µm et 63-2000 µm. Les échantillons nécessitent une préparation spéciale par tamisage ultrasonique. Un échantillon de sol déterminé au préalable par quartage est tamisé au tamis de 2 mm à la main. Le passant de 2 mm est récupéré et passé à l'appareil de tamisage ultrasonique par portions de 1 à 2 grammes sur le tamis de 63 µm posé sur le tamis de 20 µm. L'appareil de tamisage est présenté à la Figure 3.11. Les échantillons finaux constitués sont de 1,39 gramme de passants à 20 µm, 2,61 grammes de passant à 63 µm et 3,15 grammes de passant à 2 mm.

Figure 3.11 Appareil de tamisage ultrasonique

Après avoir tamisé le matériau sur le tamiseur ultrasonique de la Figure 3.11 à l'ÉTS, les trois échantillons préparés ont été transmis à l'Université du Québec à Montréal (UQAM), pour être testés au diffractomètre DRX. L'essai a été fait au laboratoire de géologie du département des sciences de la terre et de l'atmosphère.

3.1.2 Essais de caractérisation de la pierre naturelle

3.1.2.1 Granulométrie par tamisage

Le mode opératoire suivi est celui prescrit par la méthode d'essai LC 21-040, méthode d'essai du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec (MTQ). Un échantillon de chacune des trois tailles disponibles a été prélevé pour être analysé. La Figure 3.12 (a) présente un échantillon en préparation pour le test. Le tamisage est présenté à la Figure 3.12 (b).

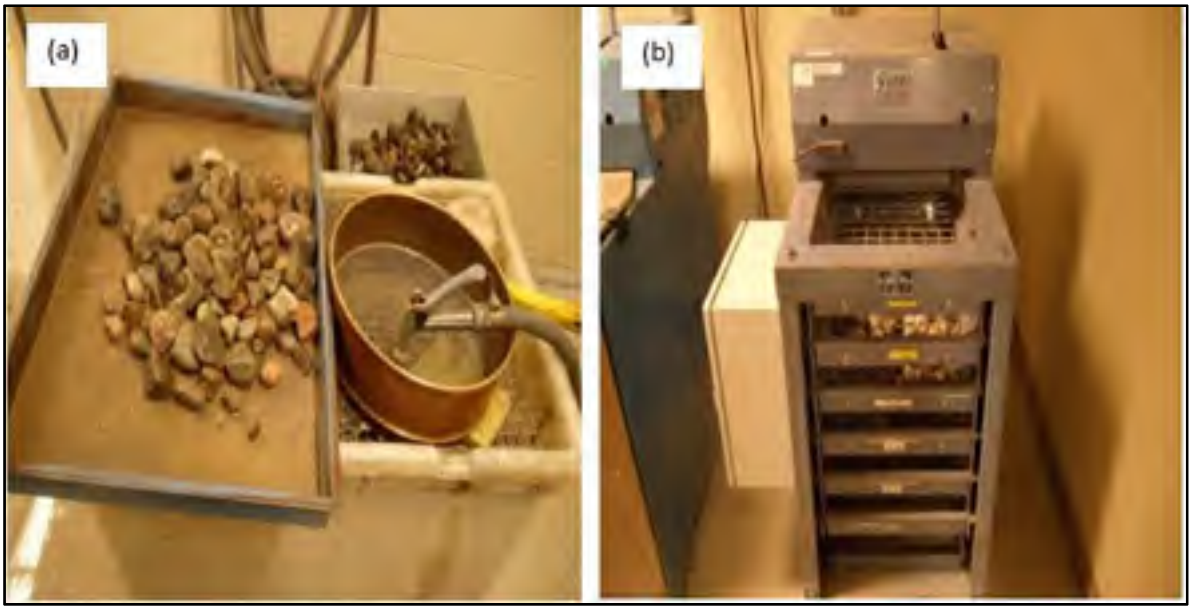


Figure 3.12 (a) Lavage des pierres naturelles; (b) tamisage des pierres naturelles

3.1.2.2 Gros granulat : densité-absorption

Tout comme dans le cas du granulat fin, l'essai de densité et absorption est réalisé pour obtenir les paramètres de densité et d'absorption utiles pour la Phase II. Le mode opératoire suivi est celui de la méthode LC 21-067, méthode d'essai du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec (MTQ) utilisée pour le gros granulat. Pour chacune des tailles de pierres

de 14 mm, de 20/28 mm et de 25/50 mm trois échantillons ont été testés conformément au mode opératoire. Un échantillon de chaque taille de pierre est présenté à la Figure 3.13.

Figure 3.13 Échantillons de pierres trempés dans de l'eau

3.1.2.3 Masse volumique

La masse volumique a été déterminée selon la méthode d'essai LC 21-060 du Ministère des Transports du Québec. Un échantillon issu du combiné granulaire des trois tailles de granulats étudiées a été analysé. Ce combiné est composé de 20 % des pierres de calibre 25/50 mm, de 50 % des pierres de calibre 20/28 mm et de 30 % des pierres de dimension 14 mm. Tel que précisé à la section 2.1, l'optimisation du granulat vise l'obtention d'un combiné granulaire ayant une granulométrie étalée, situation avantageuse pour le béton. Cela améliore, entre autres, l'ouvrabilité et la pompabilité du béton, diminue la demande d'eau et permet également

le contrôle du retrait du béton de terre. La masse volumique est également déterminée en vue de s'en servir dans le calcul de la teneur en gros granulat pour la formulation des bétons de terre à la Phase II. À cette fin c'est la masse volumique tassée selon la méthode par pilonnage, souvent utilisée pour la formulation des mélanges de béton et d'enrobé, qui a été déterminée. La capacité des jarres choisies (Figure 3.14) pour effectuer l'essai est liée à la grosseur des granulats. Les étapes de pesées du matériau sont représentées à la Figure 3.15.

Figure 3.14 Moules pour essais de masse volumique des pierres

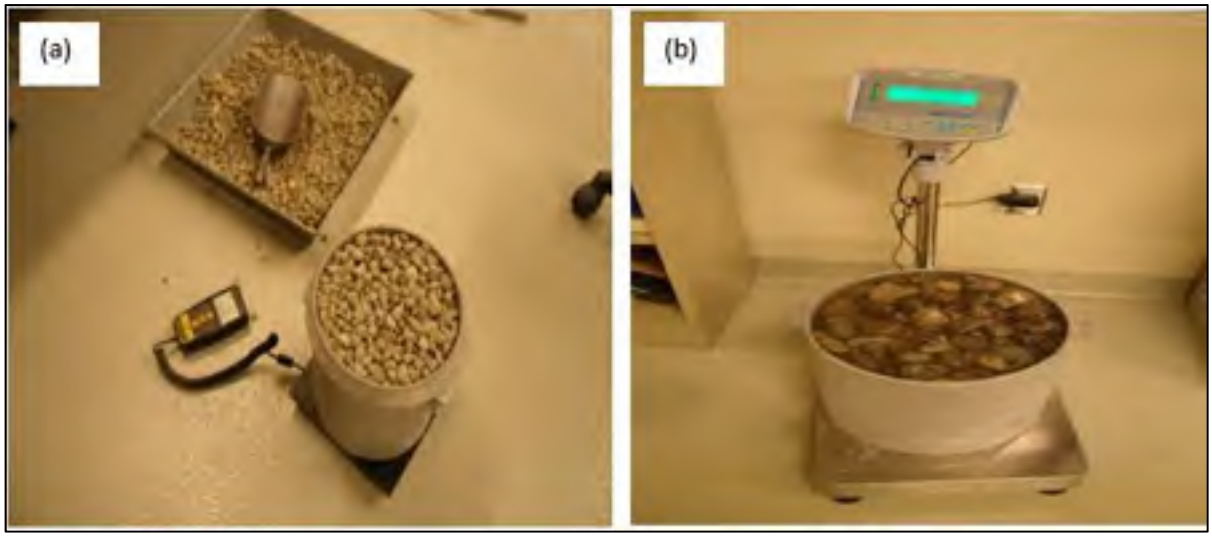


Figure 3.15 (a) Pilonnage des pierres dans le moule; (b) pesée

3.2 Phase II : Formulation du béton de terre

En vue de faire les essais mécaniques prévus dans la Phase 3 de la méthode expérimentale, ce chapitre est consacré à la détermination de formulations du béton de terre coulé. Pour établir les formulations de béton de terre, on le traite comme un béton de ciment conventionnel en considérant les mêmes constituants mais en remplaçant le sable par la terre étudiée, ici la terre jaune. Les essais à faire sur le béton fraîchement confectionné pour les six formulations définies seront l'affaissement au cône d'Abrams, la masse volumique, la teneur en air et la calorimétrie s'il y a lieu (voir Figure 2.1). Les essais sur le béton durci seront quant à eux effectués à la Phase 3 du projet.

Il existe différentes méthodes de détermination de dosages des mélanges de béton. La philosophie reste la même et s'apparente à la résolution d'une équation à plusieurs inconnues. Il faut nécessairement fixer certains paramètres en fonction des caractéristiques du béton qu'on désire obtenir et la nature du projet pour lequel ce béton va être confectionné. La méthode utilisée dans cette étude est une adaptation de la méthode des volumes absolus selon le « Manuel d'applications, méthodes et matériaux » de Kosmatka et al, (2011). Les paramètres à choisir préalable sont le rapport eau /ciment (E/C), l'affaissement et la résistance du béton à 28 jours visée. La méthode, comme toutes les méthodes de détermination des dosages, reste approximative. Les quantités obtenues doivent être corrigées en fonction de l'état de saturation des matériaux au moment de la confection des bétons.

En général, ces quantités sont à vérifier par une gâchée d'essai au laboratoire et en fonction des résultats obtenus elles doivent être ajustées pour refaire de nouvelles gâchées. Ainsi, on peut obtenir un béton qui permet d'atteindre les exigences attendues en termes d'affaissement, de résistance, etc. Les gâchées de béton sont réalisées à l'aide d'une bétonnière de capacité 0,015 m^3 (15 litres) telle que présentée à la Figure 3.16. Les étapes suivies durant le processus allant du malaxage à la cure des éprouvettes sont décrites pour chacune des six formulations étudiées. Les six formulations sont dénommées SC-1r (F1), SC-2r (F2), Sar (F3), NSr (F4), SMa (F5) et SC-3a (F6) et sont détaillées dans les sections suivantes. Un total de soixante-

treize éprouvettes a été confectionné pour les différents tests à effectuer. Cette étape a été effectuée au laboratoire de béton de l'école de technologie supérieure.

3.2.1 Principe de la formulation de béton de terre

La technique de la terre coulée est expérimentée dans la présente étude. Le béton de terre étudié ne comporte pas d'ajouts cimentaires provenant de résidus industriels comme les cendres volantes, la fumée de silice et le laitier. C'est l'objet principal de la recherche dont une application pratique était le projet de construction de l'Insectarium. Compte tenu des exigences techniques du chantier, des formulations stabilisées sont étudiées.

La formulation du béton de terre, sans ciment, ne se fait pas par la méthode des volumes absolus. La teneur en eau optimale, déterminée par l'essai Proctor, sera prise comme teneur en eau dans cette formulation. Pour les formulations stabilisées au ciment, la méthode de détermination des constituants est inspirée de la méthode des volumes absolus telle que décrite au chapitre 12 de l'ouvrage de Kosmatka (2011, pp. 219-241). Il faut toutefois souligner que cette méthode est conçue pour des bétons conventionnels utilisant des pierres concassées de grosseur maximale 20 mm, d'où l'adaptation nécessaire à faire avec le béton de terre utilisant des pierres naturelles de grosseur maximale 50 mm.

L'affaissement visé pour tous les mélanges à faire doit être compris entre 25 mm et 75 mm. Il s'agit de l'affaissement recommandé pour les travaux de semelles, caissons et murs non armés (Kosmatka, 2011). Le Tableau 3.1 indique les dénominations utilisées pour les formulations de béton de terre.

Il faut en outre préciser que dans les limites de cette première étude, le béton de terre est confectionné sans ajouts cimentaires et sans adjuvants.

Tableau 3.1 Dénomination des formulations

Formulations	Matériaux utilisés	Résistance à 28 jours Mpa	Méthode de formulation
F1 (SC-1r)	eau, ciment, terre jaune, pierres naturelles	15	Volumes
F2 (SC-2r)	eau, ciment, terre jaune, pierres naturelles	1	Volumes
F3 (Sar)	eau, argile, terre jaune, pierres naturelles	S.O.	Substitution
F4 (NSr)	eau, terre jaune, pierres naturelles	S.O.	Littérature
F5 (SMa)	eau, ciment, metakaolin, terre jaune, pierres concassées	15	Substitution
F6 (SC-3a)	eau, ciment, terre jaune, pierres concassées	15	Volumes

Les hypothèses établies pour toutes les formulations sont indiquées au Tableau 3.2. La détermination des quantités de matériaux pour chaque constituant s'appuie sur ces hypothèses en intégrant par ailleurs les variables du Tableau 3.3 issues soit de la caractérisation en phase I ou fournies par les fournisseurs des matériaux.

Tableau 3.2 Hypothèses et paramètres des formulations

Désignation	Données de base
Résistance en compression	f'c = 15 MPa alors f'cr = f'c + 7 = 22 MPa f'c = 1 MPa alors f'cr = f'c + 7 = 8 MPa
Clase d'exposition	Classe N (E/C est défini en fonction du dosage du mélange et de la résistance exigée)
Rapport eau/ciment	E/C = 0,66 pour les formulations SC-1r (F1), Sar (F3), SMa (F5) et SC-3a (F6); E/C = 0,79 pour SC-2r (F2); E/C est choisi en fonction de la résistance Teneur en eau = Wopt pour SNr (F4)
Diamètre maximum du gros granulat	50 mm pour les pierres naturelles 20 mm pour les pierres concassées
Teneur en air	Béton de terre sans air entraîné
Affaissement	25 mm ≤ Affaissement ≤ 75 mm

Tableau 3.3 Variables utilisées pour la formulation

Matériaux	Masse volumique (kg/m^3)	Densité d_b	Densité dsss	Absorption (%)	Volume pilonné (kg/m^3)
Eau	1000	1	N/A	N/A	N/A
Ciment portland GU	N/A	3,15	N/A	N/A	N/A
Terre jaune	N/A	2,300	2,364	2,78	N/A
Pierres naturelles	1220	2,690	2,725	0,50	0,58
Pierres concassées	1586	2,687	2,702	0,56	0,50

Les hypothèses particulières de chaque formulation, les matériaux et les manipulations sont décrits dans cette section.

3.2.2 Paramètres particuliers

3.2.2.1 Formulation SC-1r (F1)

L'objectif de cette formulation est l'atteinte de l'exigence du projet de l'Insectarium. La méthode de formulation est la méthode des volumes absolus. La résistance à la compression visée à 28 jours est 15 MPa. Le rapport eau/ciment est de 0,66. Il existe une relation entre la résistance en compression et le rapport eau/ciment. Pour des résistances en compression de 20 MPa et de 30 MPa les rapports eau/ciment sont respectivement de 0,69 et 0,61. Il faut dans ce cas faire une interpolation pour la résistance de 22 MPa (Tableau 3.2) afin d'obtenir le rapport E/C de 0,66. Le calcul type allant à la détermination des teneurs des constituants pour 1 m^3 de béton de terre est présenté à l'annexe X. Un réglage est effectué le jour de la gâchée, sur les quantités réduites, pour la prise en compte de granulats saturés et superficiellement secs. Les constituants pour 1 m^3 de béton de terre sont présentés au Tableau 3.4. Les matériaux utilisés sont : eau, ciment, pierres naturelles et terre jaune.

Tableau 3.4 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SC-1r (F1)

Eau kg/m^3	**Ciment kg/m^3**	**Pierres naturelles kg/m^3**	**Terre jaune kg/m^3**
193,0	293,3	700,5	1048,8
8,6 %	13,2 %	31,3 %	46,9 %

3.2.2.2 Formulation SC-2r (F2)

L'objectif de cette formulation est de voir l'effet de la variation de la résistance sur le taux de stabilisation en ciment, notamment pour une résistance couramment atteinte. La méthode des volumes absolus est également utilisée pour la détermination des quantités de matériaux. La résistance à la compression visée à 28 jours est 1 MPa. Le rapport eau/ciment retenu est de 0,79. La faible résistance visée rend difficilement applicable le processus de la méthode des

volumes absolus. Les teneurs des constituants sont présentées au Tableau 3.5 pour 1 m^3 de béton de terre. Les matériaux utilisés sont : eau, ciment, pierres naturelles et terre jaune.

Tableau 3.5 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SC-2r (F2)

Eau kg/m^3	**Ciment kg/m^3**	**Pierres naturelles kg/m^3**	**Terre jaune kg/m^3**
193,0	244,3	700,5	1083,3
8,7 %	11,0 %	31,5 %	48,8 %

3.2.2.3 Formulation Sar (F3)

L'objectif de cette formulation est d'observer l'effet de la stabilisation à l'argile sur la résistance à la compression. Les teneurs des constituants de la formulation 1 sont reprises pour la gâchée de béton en remplaçant le ciment par l'argile midstone. C'est la méthode dite de substitution. Aucun calcul n'est requis. Le Tableau 3.6 indique les teneurs des constituants utilisés pour 1 m^3 de béton de terre. Les matériaux utilisés sont : eau, argile midstone, pierres naturelles et terre jaune.

Tableau 3.6 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation Sar (F3)

Eau kg/m^3	**Ciment kg/m^3**	**Pierres naturelles kg/m^3**	**Terre jaune kg/m^3**	**Argile kg/m^3**
193,0	0,0	700,5	1048,8	293,3
8,6 %	0 %	31,4 %	46,9 %	13,1 %

3.2.2.4 Formulation SNr (F4)

L'objectif de cette formulation est l'étude de la terre coulée ou encore béton de terre coulée sans ajouter un matériau de stabilisation à la terre jaune. La méthode des volumes absolus ne

s'applique pas. Cette technique se rapproche également de la technique du pisé coulé. Les proportions des constituants en volume sont de 16 % pour l'eau correspondant à la teneur en eau optimale déterminée à l'essai Proctor, 60 % pour la terre jaune et de 24 % pour les pierres naturelles. C'est la méthode de formulation issue de la littérature qui s'applique pour la détermination des constituants. L'essai Proctor était réalisé en phase I à cette fin. S'inspirant par ailleurs de l'expérience du pisé en Syrie (Architecture traditionnelle méditerranéenne, S.D) où la teneur de la terre est prise à 60 %, il reste 24 % pour la teneur en pierres. Le Tableau 3.7 présente les teneurs des constituants pour 1m^3 de béton de terre. La teneur en eau de 16 % est par ailleurs conforme la teneur en eau du pisé coulé, comprise dans l'intervalle 16 à 20 % selon le CRAterre (Le Tiec & Paccoud, 2006). Les matériaux utilisés sont : eau, pierres naturelles et terre jaune.

Tableau 3.7 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SNr (F4)

Eau kg/m^3	**Ciment kg/m^3**	**Pierres naturelles kg/m^3**	**Terre jaune kg/m^3**
160,0	0,0	652,8	1380,0
7,3 %	0 %	29,8 %	62,9 %

3.2.2.5 Formulation SMa (F5)

L'objectif de cette formulation est d'observer l'effet de l'utilisation concomitante du ciment portland et du metakaolin dans un sol contenant de la matière organique d'une part et d'autre part l'effet de l'utilisation des pierres concassées en lieu et place des pierres naturelles. Le principe de la formulation 1 est repris. La teneur en eau est adaptée à la grosseur maximale de 20 mm du gros granulat. La résistance visée à 28 jours est 15 MPa et le rapport eau/ciment est de 0,66. La méthode de substitution a été appliquée. Une quantité déterminée de metakaolin est ajoutée à la terre jaune. La quantité totale de terre jaune est réduite en extrayant la quantité de metakaolin ajoutée. Au moment de la gâchée, 20 kg de metakaolin ont été ajoutés à la quantité terre jaune pour avoir une bonne teneur en metakaolin de l'ordre de 20 à 30 % pour

faire un parallèle avec bon traitement à l'argile. Le Tableau 3.8 présente les teneurs des constituants pour 1 m^3 de béton de terre. Les matériaux utilisés sont : eau, ciment, pierre concassée, terre jaune et metakaolin.

Tableau 3.8 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SMa (F5)

Eau kg/m^3	**Ciment kg/m^3**	**Pierres concassées kg/m^3**	**Terre jaune kg/m^3**	**Metakaolin kg/m^3**
205,0	311,5	793,2	672,8	250,2
9,2 %	13,9 %	35,5 %	30,2 %	11,2 %

3.2.2.6 Formulation SC-3a (F6)

L'objectif de cette formulation est de voir l'effet de l'utilisation des pierres concassées sur la résistance à la compression. Le principe de la formulation 1 est repris en remplaçant la pierre naturelle par la pierre concassée. La résistance à la compression visée à 28 jours est 15 MPa. La méthode des volumes absolus a été appliquée. Le rapport eau/ciment est de 0,66. Le Tableau 3.9 donne les teneurs des constituants pour 1m^3 de béton de terre. Les matériaux utilisés sont : eau, ciment, pierre concassée et terre jaune.

Tableau 3.9 Constituants pour 1 m^3 de béton de terre pour la formulation SC-3r (F6)

Eau kg/m^3	**Ciment kg/m^3**	**Pierres concassées kg/m^3**	**Terre jaune kg/m^3**
205,0	311,6	793,2	923,0
9,2 %	13,9 %	35,5 %	41,4 %

3.2.2.7 Tableau récapitulatif des granulats

Les granulats des formulations déterminés dans la section précédente l'ont été sur une base sèche. Une correction est ensuite faite sur la teneur des granulats puis le réglage de la teneur en eau, pour tenir compte de l'eau contenue dans les granulats et à leur surface. Ainsi, pour les granulats, la détermination des constituants saturés et superficiellement secs puis humides, est effectuée selon l'équation (3.4).

$$Msss = Ms \times (1+A/100) \tag{3.4}$$

Où

Msss : masse saturée et superficiellement sèche (kg);

Ms : masse sèche (kg);

A % : absorption (%).

La masse humide est déterminée par l'équation (3.5).

$$Mh = Ms \times (1+W/100) \tag{3.5}$$

Où

Mh : masse humide (kg);

Ms : masse sèche (kg);

W % : teneur en eau (%).

Le Tableau 3.10 présente les teneurs en eau des granulats permettant d'ajuster les quantités et le récapitulatif des masses est donné au Tableau 3.11 pour l'ensemble des 6 formulations.

Tableau 3.10 Paramètres d'ajustement des quantités

Désignation	**Terre jaune**	**Pierres naturelles**	**Pierres concassées**
Teneur W %	0,51	0,22	0,20
Absorption A %	2,78	0,50	0,56
h %=W %-A %	-2,27	-0,28	-0,36

La teneur en humidité (h %) des granulats selon le Tableau 3.10 est négative cela indique que les granulats absorbent une quantité d'eau. Il faut donc corriger la quantité d'eau en l'augmentant avec les quantités d'eau apportées par les granulats et en diminuant par ailleurs les quantités des granulats de ces mêmes proportions au moment de la gâchée. L'ajustement de la quantité d'eau est fait en déterminant l'apport d'eau de chaque granulat par l'équation (3.6) :

$$AE = ((W\ \% - A\ \%) \times Msss) / (1+A\%) \tag{3.6}$$

Où

AE : ajustement de la quantité d'eau venant du granulat (kg) ;

W % : teneur en eau mesurée le jour de la gâchée (%);

A % : absorption (%);

Msss : masse saturée et superficiellement sèche du granulat (kg).

Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des masses des constituants pour 1 m^3 de béton de terre

Désignation	**Terre jaune**			**Pierres**		
	Ms kg/m³	**Msss kg/m³**	**Mh kg/m³**	**Ms kg/m³**	**Msss kg/m³**	**Mh kg/m³**
SC-1r (F1)	1048,80	1077,96	1054,15	700,52	704,02	702,06
SC-2r (F2)	1083,30	1113,42	1088,82	700,52	704,02	702,06
Sar (F3)	1048,80	1077,96	1054,15	700,52	704,02	702,06
SNr (F4)	1380,00	1418,36	1387,04	652,8	656,06	654,24
SMa (F5)	672,80	691,50	676,23	793,24	797,68	794,83
SC-3a (F6)	923,00	948,66	927,71	793,24	797,68	794,83

Les 6 gâchées de béton de terre sont faites à partir de ces hypothèses fixées. Les quantités sont ensuite réduites en fonction du volume de béton nécessaire à malaxer. L'estimation du volume de béton nécessaire pour chaque gâchée est présentée à l'annexe XI.

3.2.3 Préparation des matériaux de la gâchée

Les matériaux ont été mesurés et pesés au préalable en vue de faire les gâchées de béton de terre à raison d'une gâchée par formulation. Les teneurs des constituants ont été déterminées, pour l'ensemble des 6 formulations, pour 1m^3 de béton de terre. À l'échelle du laboratoire c'est un volume qui ne peut être malaxé avec les équipements disponibles. Ces teneurs sont réduites en fonction du volume de béton nécessaire pour confectionner les spécimens de béton de terre à tester.

La teneur en gros granulat est calculée à partir du combiné granulaire. Le combiné des pierres naturelles est constitué avec les proportions du Tableau 3.12 déterminées selon les données de l'expérience de la pratique de ce granulat. Le combiné des pierres concassées est quant à lui composé à partir des proportions du Tableau 3.13 déterminées par la méthode trilinéaire du triangle en utilisant le fuseau de spécification BC 5-20 de la norme NQ 2560-114-IV/2002. La combinaison des granulats, tel qu'indiqué dans les sections précédentes, vise l'obtention d'un combiné granulaire ayant une granulométrie étalée et donc économique. Cela améliore, entre autres, l'ouvrabilité et la pompabilité du béton, diminue la demande d'eau et permet également le contrôle du retrait du béton de terre

Tableau 3.12 Proportions des pierres naturelles dans le combiné

Désignation	**14 mm (%)**	**20/28 mm (%)**	**25/50 mm (%)**
Pierres naturelles	30	50	20

Tableau 3.13 Proportions des pierres concassées dans le combiné

Désignation	**5/10 mm (1/4") (%)**	**10/14 mm (1/2") (%)**	**14/20 mm (3/4") (%)**
Pierres concassées	35	42	23

Les quantités déterminées pour les granulats fins et gros font l'objet d'un réglage le jour du malaxage du béton pour tenir compte de l'humidité de ceux-ci. Cette correction prend en compte l'utilisation de granulats saturés et superficiellement secs.

3.2.4 Confection des bétons de terre

Le Tableau 3.14 présente les quantités de chaque constituant et par formulation, ayant servi à faire les différentes gâchées de béton de terre. Elles sont déterminées en fonction du nombre d'éprouvettes de béton à confectionner après le malaxage. La bétonnière utilisée est celle présentée à la Figure 3.16. Cette figure présente par ailleurs les matériaux constituant la formulation 1 et le malaxage dans le cas de la formulation 5 avec le metakaolin. Pour chaque formulation, le volume de béton nécessaire pour la gâchée de béton est donnée à l'annexe IX.

Tableau 3.14 Quantités réelles de la gâchée selon les formulations

Formulation	**Eau (kg)**	**Ciment (kg)**	**Gravier (kg)**	**Terre jaune (kg)**	**Argile (kg)**	**Metakaolin (kg)**
SC-1r (F1)	17,50	23,27	55,57	83,30	0,00	0,00
SC-2r (F2)	16,35	20,67	59,66	91,80	0,00	0,00
Sar (F3)	13,54	0,00	49,16	73,19	20,58	0,00
NSr (F4)	13,88	0,00	44,95	95,03	0,00	0,00
SMa (F5)	16,39	24,90	63,41	48,30	0,00	20,00
SC-3a (F6)	15,24	24,90	63,41	73,70	0,00	0,00

Figure 3.16 (a) Bétonnière et matériaux pour SC-1r (F1);
(b) Homogénéisation terre et metakaolin; (c) Malaxage béton SMa (F5)

Après le malaxage de chaque béton, on procède immédiatement à la confection des éprouvettes. Elles sont consolidées selon les prescriptions de la norme CAN/CSA A23.2-3C. Si l'affaissement spécifié est supérieur à 40 mm la consolidation se fait par pilonnage. S'il est inférieur ou égal à 40 mm, la consolidation se fait à l'aide d'un vibrateur. Les cylindres de diamètre 150 mm et de longueur 300 mm sont préalablement préparés pour recevoir le béton. La Figure 3.17 présente les éprouvettes cylindriques utilisées dans le cadre de ce projet ainsi que les bétons des formulations SC-1r (F1) et SMa (F5). Le metakaolin donne une couleur blanche de type béton architectural tel qu'on l'aperçoit à la Figure 3.17 (c).

Figure 3.17 (a) Moules 150 mm x 300 mm ; (b) Éprouvettes Sc-1r (F1);
(c) Éprouvettes SMa (F5)

3.2.5 Cure des éprouvettes de béton

Le processus de la cure commence dès que les éprouvettes sont confectionnées. Dans le cas d'un béton conventionnel, les éprouvettes peuvent être démoulées après 24 h. La cure se poursuivra dans une chambre humide jusqu'à 28 jours avant les tests. Selon les formulations de béton de terre la cure n'a pas toujours suivi le même schéma. Lorsque les éprouvettes sont confectionnées, elles sont protégées avec un film en plastique (Figure 3.18) pour conserver leur humidité jusqu'à leur démoulage puis la mise dans la chambre humide. Les éprouvettes SC-1r (F1) ont pu être démoulées au 6e jour après leur fabrication et mise à la chambre humide jusqu'à 28 jours. Les éprouvettes SC-2r (F2) contenant moins de ciment et plus d'eau ont pu être démoulées au 7e jour et mises dans la chambre humide pour entamer la cure humide. En ce qui concerne les bétons de la formulation Sar (F3), les éprouvettes ont été démoulées au 11e jour à partir de leur date de coulage et n'ont pas subi une cure humide. Elles ne sont pas non plus couvertes avec un plastique. Elles sont laissées à l'air libre dans le local dont la température est d'environ 20°C. À partir du 14e jour, le béton a commencé à présenter des fissures. Du 21e jour au 28e jour, trois éprouvettes à tester au 28e jour sont chauffées à l'étuve à une température de 60°C. Le béton de terre sans aucune stabilisation a été expérimenté dans la formulation NSr (F4). Pour suivre la tradition appliquée pour les bétons conventionnels, les éprouvettes confectionnées ont aussitôt été mises dans un local et couvertes d'un film plastique selon la Figure 3-18. La température du local était d'environ 20°C. Il a été observé que l'eau contenue dans le béton de terre remontait en surface des éprouvettes et celles-ci et ne séchaient pas, ce qui a empêché le démoulage durant une semaine. Elles ont donc été découvertes pour leur permettre de sécher et être démoulées au 10e jour et ensuite être exposées à l'air libre dans un local. Il n'y a pas eu de cure humide. Du 21e jour au 28e jour, soit 7 jours avant le test de compression à 28 jours, trois éprouvettes ont été mises dans une étuve à 60°C pour accélérer le murissement. Cette température correspond sensiblement à celle sous laquelle se passe la cure dans les pays chauds qui pratiquent la construction en terre. Des échantillons de béton de terre ont également été testés à 28 jours sans cure accélérée. Dans le cas des éprouvettes SMa (F5), elles ont été démoulées au 3e jour et mises dans la chambre humide pour une cure humide jusqu'au 28e jour. Enfin, pour les éprouvettes SC-3a (F6), les éprouvettes ont pu être démoulées

le lendemain de leur confection puis placées dans la chambre humide pour effectuer la cure humide jusqu'au 28e jour. Le programme de cure des éprouvettes de béton de terre est résumé au Tableau 3.15.

Tableau 3.15 Cure des bétons de terre

Formulation	Date de coulage	Date de démoulage	Cure initiale (J)	Cure humide (J)
SC-1r (F1)	12/10/2016	17/10/2016	6	22
SC-2r (F2)	25/10/2016	31/10/2016	7	21
Sar (F3)	18/11/2016	28/11/2016	11	N/A
NSr (F4)	31/10/2016	09/11/2016	10	N/A
SMa (F5)	21/11/2016	23/11/2016	3	25
SC-3a (F6)	01/12/2016	02/12/2016	1	27

Figure 3.18 (a) Protection éprouvettes SC-1r (F1);
(b) Protection éprouvettes SC-3a (F6); (c)Démoulage éprouvettes SC-1r (F1);
(d) Démoulage éprouvettes SC-3a (F6)

3.3 Phase III : Caractérisation mécanique du béton de terre

Cette section est l'aboutissement des Phases 1 et 2 de l'étude traitant la caractérisation de la terre (granulat fin) et du gros granulat puis la détermination de formulations servant à confectionner les bétons de terre. Des essais destructifs et non destructifs ont été réalisés sur un ensemble de soixante éprouvettes de béton de terre à différentes périodes de la vie de ceux-ci. La liste initiale des essais a été revue en fonction des premiers résultats obtenus pendant les premiers tests. Ainsi, les essais de traction indirecte effectués à 28 jours sur les éprouvettes de la formulation SC-1r (F1) ont par la suite été abandonnés pour les tests sur les éprouvettes des cinq autres formulations. En revanche les essais ont été étalés dans le temps. Ils se font à 28 jours, 56 jours et 90 jours au lieu de tester toutes les éprouvettes à 28 jours comme initialement prévu dans le programme. Cette phase de caractérisation est réalisée au laboratoire de béton de l'École de technologie supérieure.

3.3.1 Montage expérimental

Le montage expérimental pour les essais est présenté à la Figure 3.19. Deux presses hydrauliques de type Cyber-Plus évolution ont été utilisées. La première presse a une capacité de 2000 kN et la deuxième presse a une capacité de 1500 kN. Le taux de chargement utilisé est 0,25 MPa/s pour les essais de compression et de 75 kN/mn soit 1,25 kN/s pour les essais de traction indirecte. Ces taux sont déterminés en prenant la moyenne des bornes inférieures et supérieures fixées respectivement par les normes CAN/CSA A23.2-9C et CAN/CSA A23.2-13C et pour des éprouvettes de béton de terre de diamètre 150 mm et de longueur 300 mm. En effet ces normes prescrivent pour l'essai de compression un taux de chargement de 0,15 à 0,35 MPa/s et pour l'essai de compression un taux de chargement de 50 à 100 kN/mn. Un taux de chargement moyen a été considéré pour cette première étude. Les études ultérieures pourraient expérimenter des taux de chargement plus faibles s'il y a lieu.

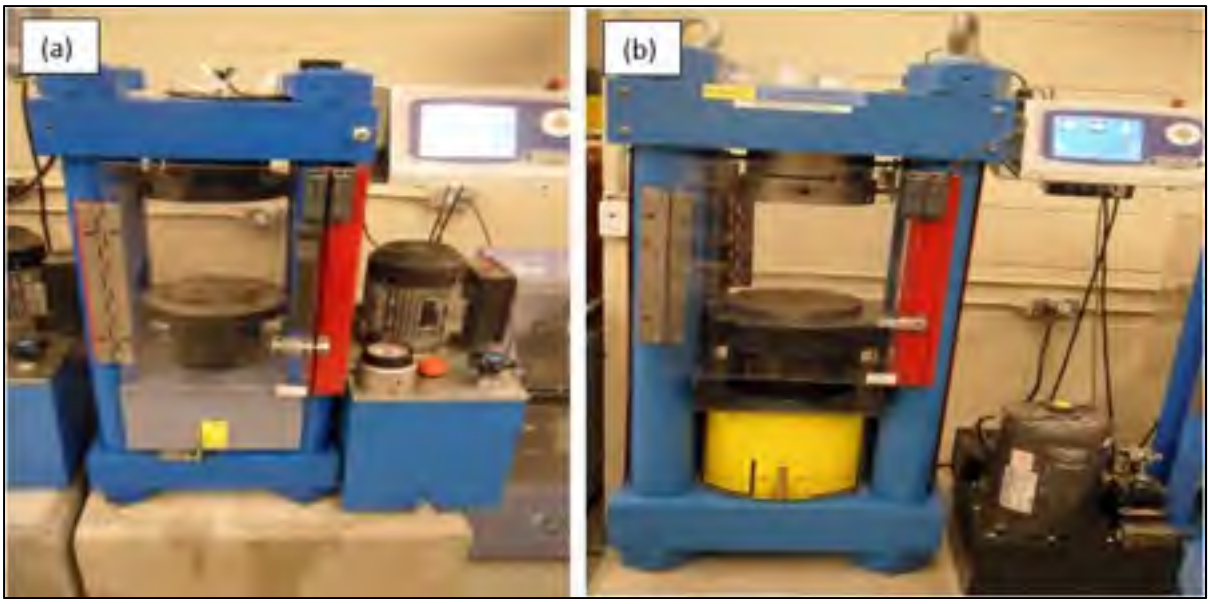


Figure 3.19 (a) Presse de capacité 2000 kN; (b) Presse de capacité 1500 kN

3.3.2 Essai de compression

Pour les bétons comportant un liant fait de ciment ou d'argile, une résistance à la compression élevée est attendue. Ainsi, pour les spécimens des formulations SC-1r (F1), SC-2r (F2), Sar (F3), SMa (F5) et SC-3a (F6), les essais sont réalisés en utilisant la presse de 2000 kN. Dans le cas des éprouvettes de la formulation F4 dont les constituants des bétons sont la terre jaune, le gravier et l'eau, une force de compression moins élevée est attendue. La presse de 1500 kN a donc été utilisée.

Avant le démarrage du test proprement dit on procède à la préparation des pièces de béton en relevant leurs dimensions puis en effectuant soit leur surfaçage à la fraiseuse soit leur coiffe au souffre dépendant des équipements disponibles. L'objet de cette opération est d'obtenir une surface plane qui permettrait à la presse d'exercer une charge uniforme sur la pièce testée en compression. Les différentes mesures effectuées sur les éprouvettes de chaque formulation sont présentées aux annexes XII à XVII. Le dosage en ciment des éprouvettes de la formulation SC-1r (F1) permet de les surfacer. On peut voir l'opération de surfaçage à la Figure 3.20 (a) et la surface finie obtenue sur les cylindres à la Figure 3.20 (b). Après cette étape, les dimensions

des pièces sont mesurées pour relever le diamètre et la longueur de chaque pièce. Plusieurs mesures sont effectuées pour en déterminer les valeurs moyennes pour le calcul de la résistance à la compression une fois la charge maximale déterminée par l'essai.

Une charge de compression croissante est appliquée sur le spécimen testé jusqu'à la rupture de celui-ci correspondant à la force maximale applicable. On peut ainsi enlever la pièce de la presse. Il devient possible de mieux observer les fissures des cylindres et de découvrir leur mode de rupture.

Figure 3.20 (a) Surfaçage à la fraiseuse; (b) Surfaces fraisées

Les bétons ne contenant pas assez de ciment ont tendance à s'effriter au contact de l'eau du surfaçage à la fraiseuse. L'opération de coiffe a ainsi été faite pour les autres formulations telle que présentée à la Figure 3.21. Les bétons contenant assez de ciment peuvent aussi être coiffés comme cela a été fait à la Figure 3.21 (b) pour la formulation SMa (F5). Le choix peut être fonction des équipements disponibles.

Figure 3.21 (a) Éprouvettes SC-2r (F2) coiffées ;
(b) Éprouvettes SMa (F5) coiffées

Pour les éprouvettes de béton de la formulation SC-1r (F1), la résistance à la compression minimale de 15 MPa à 28 jours n'a pas été atteinte. Le protocole des tests a donc été modifié pour repartir les essais de compression dans le temps jusqu'à 90 jours : trois spécimens à tester à 28 jours, trois autres à tester à 56 jours et quatre spécimens à tester à 90 jours. L'essai de traction par écrasement latéral fait sur 5 spécimens de la formulation SC-1r (F1) ne sera plus fait par la suite pour toutes les formulations suivantes car la résistance obtenue est faible. Le but est d'observer le gain de résistance dans le temps. La Figure 3.22 présente des pièces en cours de test.

Figure 3.22 Essai de compression : (a) spécimen SC-1r (F1);
(b) spécimen SC-2r (F2); (c) spécimen Sar (F3); (d) spécimen NSr (F4)

3.3.3 Essai de traction indirecte

Le montage expérimental de cet essai utilise la presse de 2000 kN en remplaçant les dispositifs d'appui de l'éprouvette de béton selon la Figure 3.23. La pièce de béton est placée en position horizontale tel qu'illustré à la Figure 3.23. Le gabarit exerce ses appuis sur la pièce selon deux arrêtes longitudinales et diamétralement opposées. Ainsi lorsque la presse est mise en marche, le spécimen testé reçoit une pression uniforme le long des deux arrêtes longitudinales jusqu'à sa rupture. Cet essai dit de traction indirecte est aussi appelé essai brésilien. Les dimensions de la pièce de béton, longueur et diamètre, sont mesurées avant d'effectuer le test. Le surfaçage

ou la coiffe ne sont pas nécessaires. L'essai est fait conformément aux normes CAN/CSA A23.2-13C et ASTM C496/C496M-11.

Figure 3.23 Rupture du béton

Les mesures effectuées permettant le calcul de la contrainte sont présentées à l'annexe X.
Le calcul de la résistance à la traction est fait selon la norme CAN/CSA A23.2-13C à l'aide de l'équation (3.7) :

$$T = P/\pi LD \tag{3.7}$$

Où

T : résistance à la traction par écrasement latéral, en MPa;

P : charge maximale déterminée par l'essai en N;

L : longueur en mm;

D : diamètre en mm.

3.3.4 Essai de calorimétrie

L'essai de calorimétrie a été effectué sur les éprouvettes des formulations SC-1r (F1) et SC-2r (F2) dans le but de suivre la réaction d'hydratation comme pour un béton de ciment, pendant la première semaine. L'essai ne présente pas un grand intérêt pour les formulations ne

comprenant pas du ciment. La réaction entre le ciment contenu dans le béton et l'eau est une réaction exothermique donc qui produit de la chaleur. C'est la réaction d'hydratation du ciment qui se traduit par un dégagement de chaleur indiquée par la température du mélange de béton, laquelle température est relevée dans le temps au cours de l'essai. L'appareillage utilisé est un calorimètre dans lequel quatre éprouvettes de béton de dimensions 6 cm x 12 cm sont placées. Une éprouvette témoin est placée à l'extérieur à l'air libre. Le système est considéré comme étant semi-adiabatique car, des pertes de chaleurs peuvent intervenir au cours de l'essai.

3.3.5 Essai ultrasonique

Le comportement du béton de terre n'étant pas encore bien connu, différents tests ont été effectués pour obtenir un maximum de renseignements. En plus, des essais précédents, les mesures ultrasoniques renseignent sur l'évolution qualitative de la résistance du béton dans le temps. Cet essai est non destructif.

Dans le cas des bétons traditionnels, Il existe une corrélation entre la vitesse ultrasonique (V) et la résistance du béton testé. Ainsi, selon les recherches de Turgut (2004) et Tumendemberel et Baigalimaa (2004), les plages de vitesses ultrasoniques en fonction de la résistance du béton sont établies comme suit :

$V > 4500$ m/s : Résistance excellente
3500 m/s $\leq V \leq 4500$ m/s : Résistance bonne
3000 m/s $\leq V \leq 3500$ m/s : Résistance moyenne
2000 m/s $\leq V \leq 3000$ m/s : Résistance faible
$V < 2000$ m/s : Résistance très faible

Ces plages sont établies en considérant un béton de ciment de masse volumique 2400 kg/m^3 sans considérer les ratios de ciment utilisés dans les spécimens testés.

L'appareil Pundit lab permet de mesurer différentes données sur le béton durci. Les éprouvettes doivent être sèches de préférence. Si le béton est humide un coefficient de sécurité s'appliquera

sur les valeurs obtenues. Les surfaces de contacts au bout de chaque extrémité du béton doivent être réglées de manière à fournir une surface d'appui plane aux transducteurs. Pour le béton contenant peu de ciment, il n'est pas aisé de le surfacer à la fraiseuse, car il se détache en morceaux. Un mortier liquide de ciment a donc été préparé dans des proportions équivalentes pour le sable et le ciment selon la Figure 3.24 (a). La pâte du mortier est appliquée aux surfaces d'appui en une couche fine tel que présenté à la Figure 3.24 (b). Après cette phase de préparation, les mesures ont été effectuées de façon hebdomadaire sur trois spécimens de chaque formulation de béton. Les bétons testés sont issus des formulations SC-2r (F2), Sar (F3), NSr (F4), SMa (F5) et SC-3a (F6). Aucun essai ultrasonique n'a été fait pour la formulation SC-1r (F1) puisqu'il n'y avait plus d'éprouvettes disponibles.

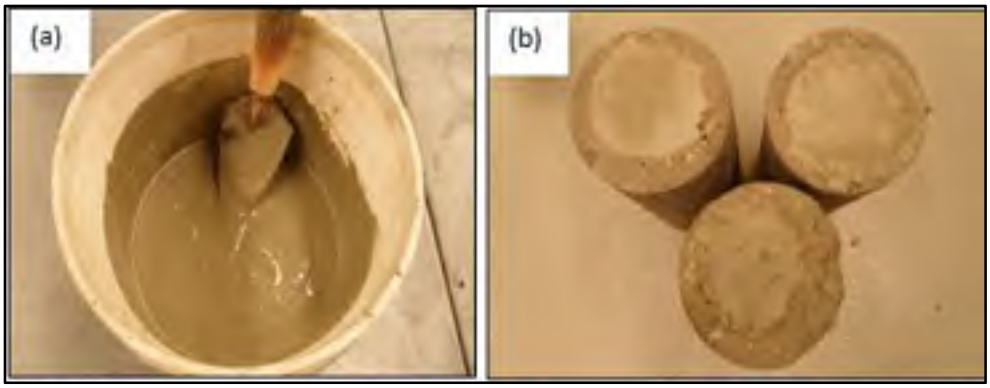


Figure 3.24 (a) Mortier de ciment; (b) Appuis préparés

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION DES RÉSUTATS

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ensemble des résultats issus des différents tests. Ils sont organisés en trois sous-sections correspondant aux trois phases d'étude du projet à savoir la caractérisation de la terre jaune et des pierres naturelles, la formulation des bétons de terre et les essais mécaniques. L'interprétation et la discussion de ces résultats seront ensuite faites au chapitre 5.

4.1 Phase I : Caractérisation des granulats

4.1.1 Essais de caractérisation de la terre jaune

4.1.1.1 Teneur en eau

Le Tableau 4.1 présente la teneur moyenne obtenue à partir des essais sur 11 échantillons. La teneur en eau sur 3 échantillons semblait élevée ainsi des essais complémentaires ont été faits portant le nombre finalement à 11 échantillons. Les mêmes résultats ont toujours été obtenus. Le tableau des calculs pour les 11 échantillons est présenté à l'annexe IV.

Tableau 4.1 Résultat de teneur en eau

Essai de teneur en eau	
Teneur moyenne en eau (W%)	28,1
Écart -type	0,6

4.1.1.2 Particules fines

Les échantillons de la Figure 4.1 ci-dessous sont lavés et séchés au four. Ils seront ensuite utilisés pour faire le tamisage mécanique.

Figure 4.1 Échantillons à tamiser

4.1.1.3 Analyse granulométrique

a) Analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique a donné les résultats présentés à la Figure 4.2. Les courbes A, B et C correspondent respectivement aux échantillons A, B, et C eux-mêmes obtenus par quartage à partir de la même terre. Tel qu'attendu, les résultats sont identiques avec une similarité dans les courbes obtenues. Les courbes indiquent qu'il y a environ 14 % de particules passants au tamis de 80 µm. Au-delà de 0,630 mm, il y a moins de 5 % de particules d'où le plateau observé à partir de 96 % des passants. Les tableaux de calculs ainsi que les courbes relatifs à chaque échantillon sont présentés à l'annexe V.

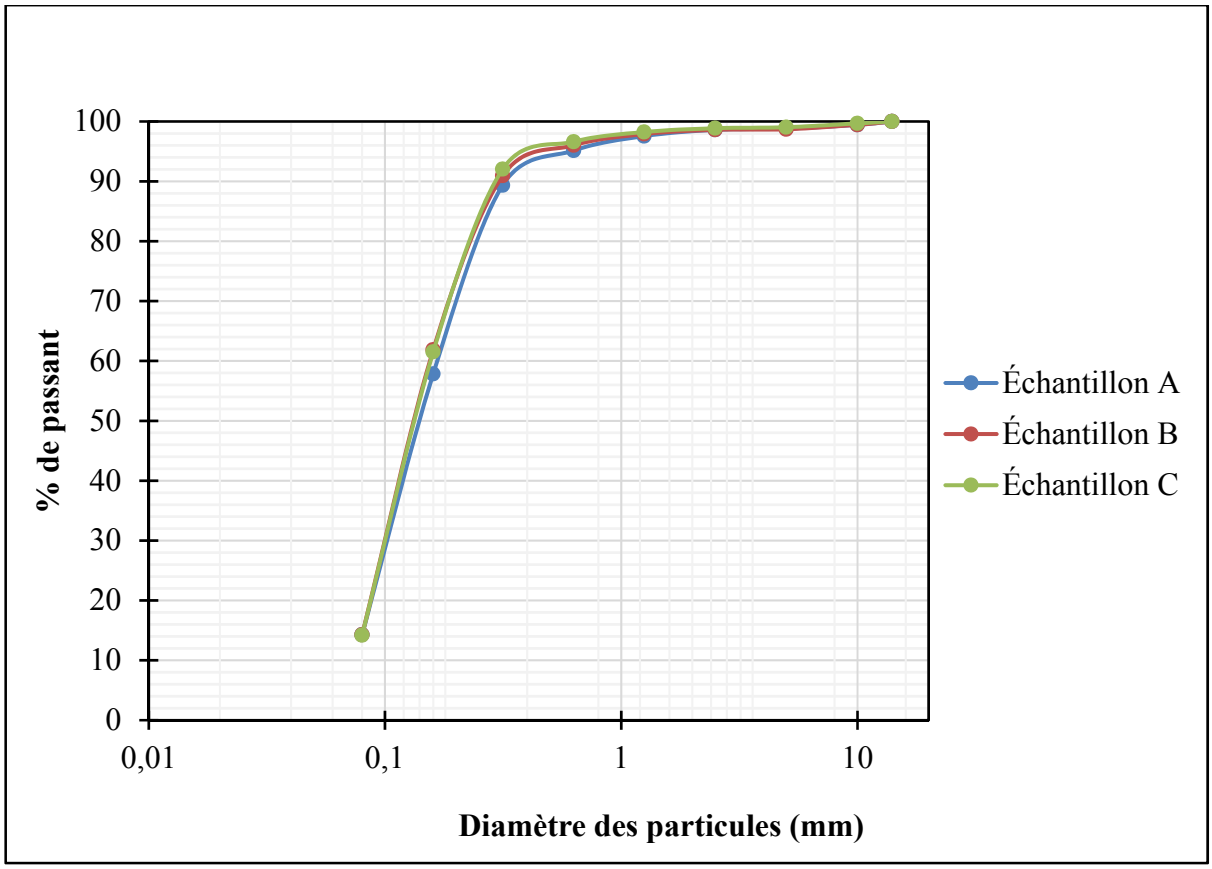


Figure 4.2 Courbes granulométriques de la terre jaune

b) Analyse granulométrique par sédimentation

Les résultats du test par sédimentation sont traduits par les courbes de la Figure 4.3. Les courbes A, B et C correspondent respectivement aux trois échantillons de terre A, B et C. Encore une fois, les résultats des trois échantillons sont semblables. Les tableaux de calculs et les courbes pour chaque échantillon sont présentés à l'annexe VI.

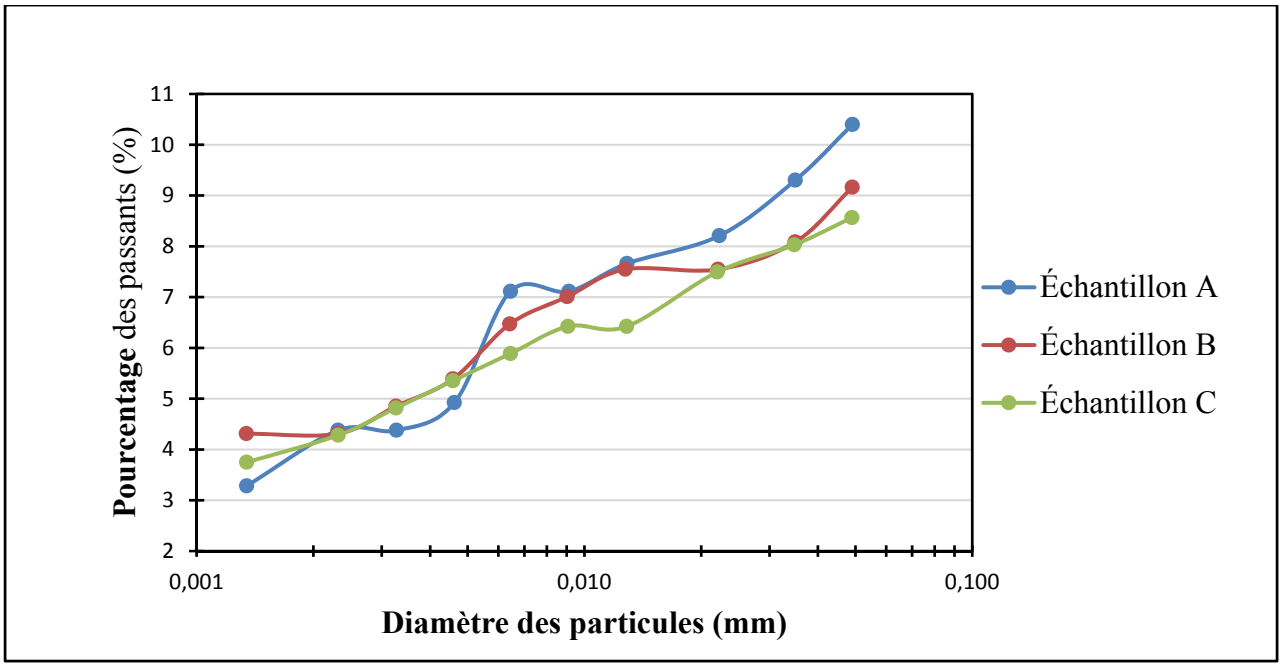


Figure 4.3 Courbes de sédimentation de la terre jaune

4.1.1.4 Synthèse des courbes granulométriques par tamisage et par sédimentométrie

La terre jaune est caractérisée par une courbe globale en rassemblant les courbes obtenues par tamisage et celles obtenues par sédimentation. Il faut noter que les échantillons A, B et C du tamisage et ceux de la sédimentation proviennent des mêmes échantillons respectifs. Cela permet de relier les courbes A entre elles, les courbes B entre elles et les courbes C entre elles. On obtient trois courbes globales dénommées A, B et C telles que présentées à la Figure 4.4. On peut ensuite déterminer les diamètres effectifs D10, D30 et D60 permettant de calculer les coefficients de courbure et d'uniformité pour chaque courbe globale. Le module de finesse est également déterminé pour chaque courbe globale. Au final des valeurs moyennes sont obtenues et présentées au Tableau 4.2 pour les coefficients de courbure et d'uniformité puis au Tableau 4.3 pour les modules de finesse.

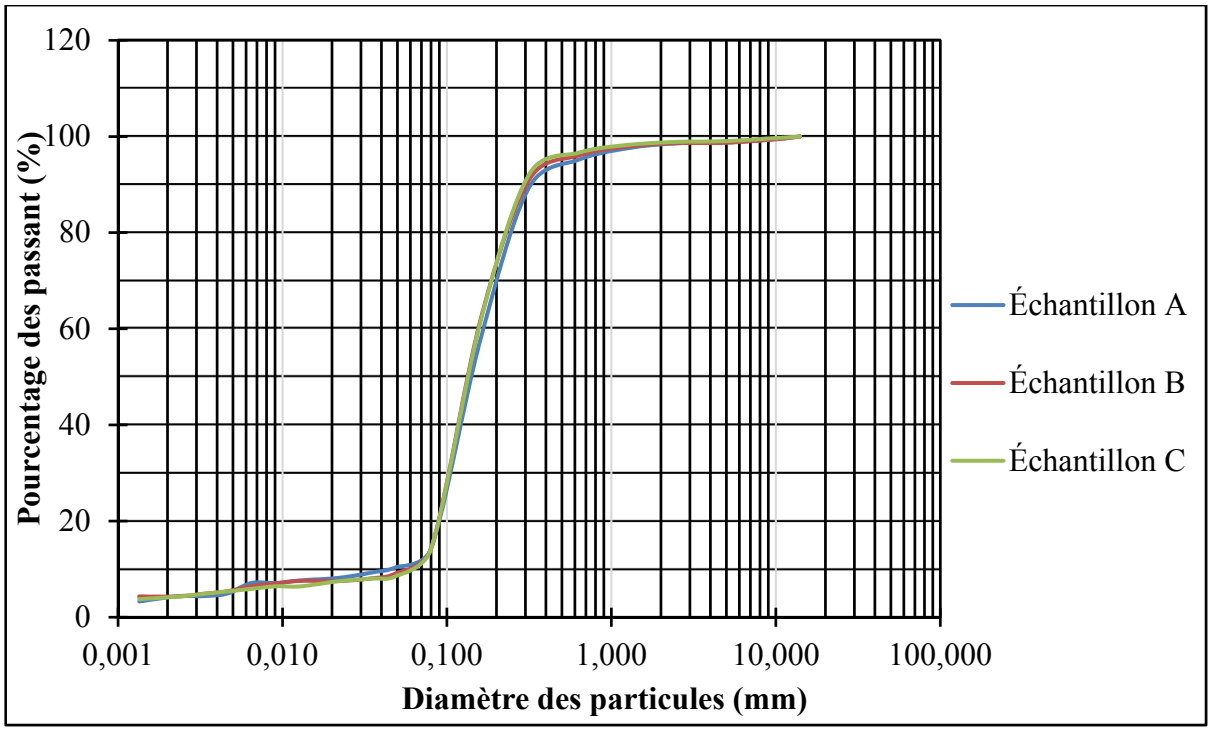


Figure 4.4 Synthèses des courbes granulométriques de la terre jaune

Tableau 4.2 Coefficients d'uniformité et de courbure de la terre jaune

Courbe granulométrique A				
D_{10} (%)	D_{30} (%)	D_{60} (%)	C_u D_{60}/D_{10}	C_c $D_{30}^2/(D_{60}.D_{10})$
0,04	0,11	0,18	4,04	1,51
Courbe granulométrique B				
D_{10} (%)	D_{30} (%)	D_{60} (%)	C_u D_{60}/D_{10}	C_c $D_{30}^2/(D_{60}.D_{10})$
0,06	0,10	0,15	2,50	1,11
Courbe granulométrique C				
D_{10} (%)	D_{30} (%)	D_{60} (%)	C_u D_{60}/D_{10}	C_c $D_{30}^2/(D_{60}.D_{10})$
0,07	0,10	0,18	2,69	0,88
Moyenne			3,10	1,20
Écart -type			0,80	0,30

Tableau 4.3 Module de finesse de la terre jaune

Courbe granulométrique A	
Module de finesse	0,63
Courbe granulométrique B	
Module de finesse	0,56
Courbe granulométrique C	
Module de finesse	0,54
Moyenne	0,60
Écart -type	0,10

Ces résultats, selon la classification unifiée des sols, permettent de décrire la terre jaune étudiée comme étant un sable avec des traces de gravier, de silt et d'argile. Les limites d'Atterberg auraient été utiles pour finaliser la classification du matériau. Mais compte tenu qu'il ne comporte que des traces d'argile, le sol étudié se situe dans la classe SM (sable silteux), selon la classification unifiée pour les sols à gros grains.

4.1.1.5 Matières organiques

a) Détermination de la présence de matières organiques

Le résultat lu après 24 h, pour les échantillons A, B et C est la couleur n°5 comme vu sur la Figure 4.5, indiquant la présence de matière organique selon l'étalon des couleurs. Ce résultat indique que cette terre ne pourra pas fournir un béton ayant de bonnes résistances mécaniques. Si le matériau doit tout de même être utilisé pour la construction, il faudrait envisager de le tamiser, d'enlever la matière organique par des méthodes appropriées ou d'une manière générale de procéder à un traitement spécial ou ajouter des additifs à la terre jaune. Ces opérations pourraient s'avérer longues et coûteuses. L'annexe VII présente les échantillons du test.

Figure 4.5 Couleur n° 5 obtenue lors du test colorimétrique de détermination de la matière organique

b) Détermination de la matière organique par la méthode de perte au feu (PAF)

La méthode d'essai utilise du tamisat de 2 mm. Pour avoir une meilleure idée sur l'ensemble du matériau, le test a également été fait sur du tamisat de 5 mm et de 80 µm. Pour chacun de ces tamisats, trois échantillons à tester ont été constitués. Les résultats présentés au Tableau 4.4 fournissent la moyenne des taux de pertes ainsi que les écarts-types correspondants. Les pertes déterminées sont représentées par les histogrammes de la Figure 4.6 pour chaque tamisat. Le taux de perte est de l'ordre de 4 % dans les particules de taille supérieure à 2 mm et de l'ordre de 10 % dans les particules de taille inférieure à 80 µm. Le taux est donc plus élevé dans la partie fine du matériau.

Tableau 4.4 Synthèse des pertes au feu des matières organiques

Tamisat (mm)	Taux moyen de perte (%)	Écart type
5	4,5	2,3
2	4,0	2,0
0,08	10,6	5,3

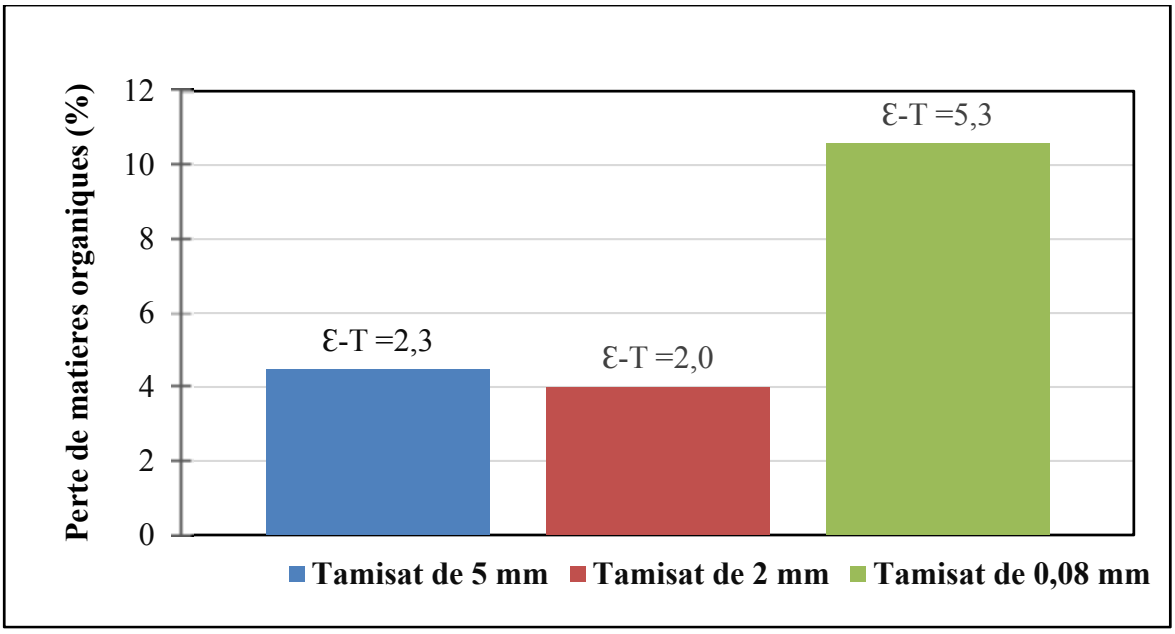


Figure 4.6 Évolution de la perte de matières organiques

4.1.1.6 Essai Proctor

L'annexe VIII présente les détails de calculs de teneurs en eau et de masses volumiques pour les échantillons soumis à l'essai Proctor.

Sur l'ensemble des huit échantillons constitués, cinq ont été testés. En effet les points obtenus à la suite des cinq premiers échantillons testés étaient suffisants pour obtenir une courbe parabolique. Il n'était pas nécessaire d'aller jusqu'à huit tests. Des échantillons de secours sont de toute façon prévus lorsqu'on effectue un essai Proctor. Les résultats obtenus ont ainsi permis de tracer la courbe Proctor de la Figure 4.7. Le sommet de la courbe correspond en abscisse à la teneur en eau optimum et l'ordonnée à la masse volumique optimale pour le matériau étudié. Les valeurs ainsi déterminées pour l'optimum Proctor sont synthétisées au Tableau 4.5.

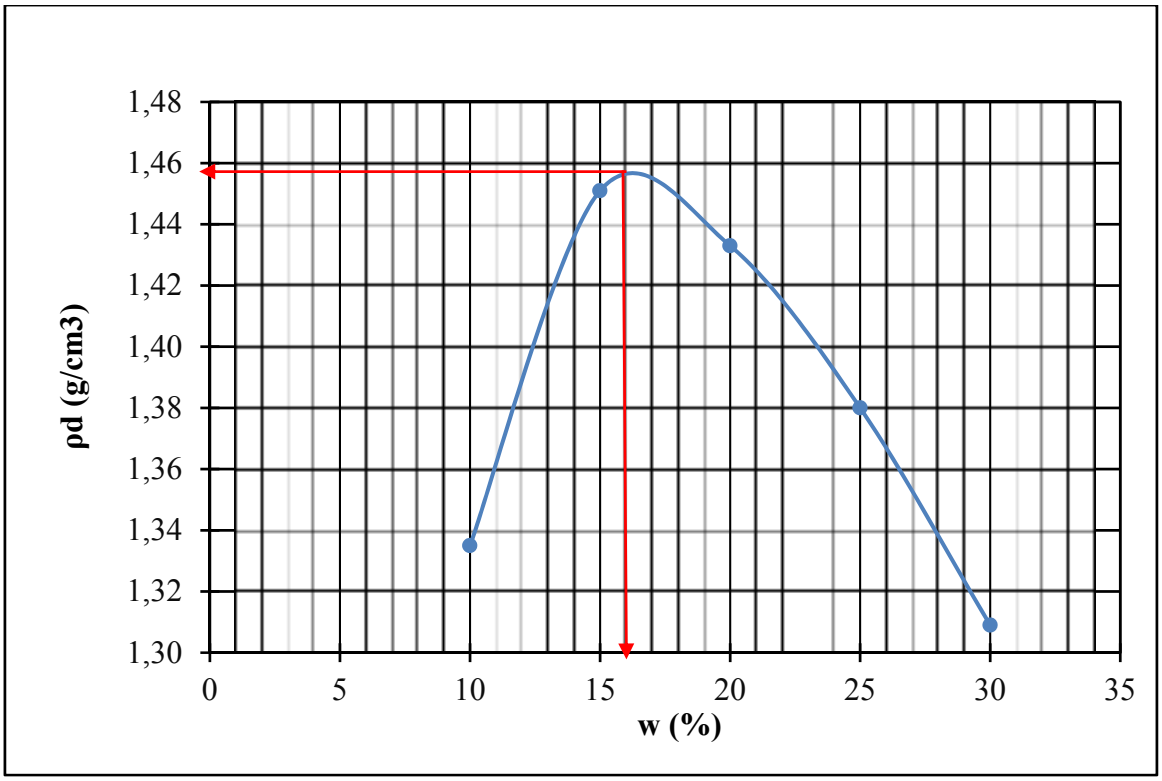


Figure 4.7 Courbe Proctor

Le Tableau 4.5 présente les valeurs de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale.

Tableau 4.5 Optimum Proctor

ρ_{dmax} (g/cm^3)	1,455
W_{opt}(%)	16

Il est important de noter que, comme d'autres chercheurs l'ont fait, la teneur en eau déterminée par ce test, celle de l'optimum Proctor, sera prise comme teneur en eau de la formulation de béton de terre non stabilisée. Cette formulation n'est pas faite selon la méthode des volumes absolus car son rapport eau/ciment ne peut être déterminé puisqu'elle ne comporte pas de ciment.

4.1.1.7 Limites d'Atterberg

Les deux limites de liquidité et de plasticité sont nécessaires pour tenter de classer le matériau. Ce sont des paramètres entre autres utilisés pour déterminer la classification du matériau. La limite de plasticité n'étant pas possible à déterminer, l'essai a été abandonné. Il existe plusieurs approches de classification des sols par des diagrammes dont le système de classification textural des sols fins pouvant être utilisé pour les sols sablonneux comme pour le cas de la terre étudiée. La terre jaune est toutefois du sable avec des traces de gravier, de silt et d'argile selon sa granulométrie déterminée.

4.1.1.8 Densité-absorption

Comme pour les essais précédents, trois échantillons A, B et C ont été testés pour dégager les valeurs d'absorption et de densité selon le Tableau 4.6. Les valeurs de densité moyenne et d'absorption moyenne, présentées au Tableau 4.7, sont des paramètres nécessaires pour le calcul des dosages de béton selon le principe de la méthode des volumes absolus, notamment pour la terre jaune et les pierres naturelles.

Tableau 4.6 Résultat de densité-absorption

Echantillons	**A**	**B**	**C**
Densité brute (d_b)	2,29	2,31	2,30
Densité SSS (d_{sss})	2,36	2,37	2,36
Densité apparente (d_a))	2,47	2,47	2,44
Absorption (A %)	3,14	2,78	2,42

Tableau 4.7 Valeurs moyennes densité-absorption

Valeur calculée	**Densité brute (d_b)**	**Densité SSS (d_{sss})**	**Densité apparente (d_a)**	**Absorption (A %)**
Moyenne	2,30	2,36	2,46	2,78
Ecart -type	0,01	0,02	0,02	0,36

4.1.1.9 Diffraction DRX

Les résultats du test de diffractomètre indiquent la présence de deux types d'argile, la chlorite et le mica en de faibles proportions telles qu'indiquées au Tableau 4.8, parmi les minéraux constituants le sol et identifiés par l'essai. Le matériau ne comporte pas une argile de type montmorillonite qui est gonflante. L'essai confirme par ailleurs la faible présence d'argile dans la terre permettant d'assurer la cohérence du matériau. Cela confirme par ailleurs pourquoi le test des limites d'Atterberg n'a pu être fait.

Tableau 4.8 Résultats de l'analyse DRX

Minéraux	**0-20 µm %**	**20-63 µm %**	**63 µm-2mm %**
Albite	30,7	21,4	21
Amphibole	1,5	1,9	1,2
Anorthite	3,3	15,5	10,1
Calcite	2,9	1,6	1
Chlorite	7,3	3,3	2,2
Diopside	3,8	8,8	2,9
Dolomite	1,2	0,7	0,5
Goethite	0,5	0,3	0,2
Mica	6,1	0,3	0,1
Microcline	3,2	6,9	6,6
Pyrite	0,3	3,2	1,1
Quartz	39,2	36,1	53,1
Total	100	100	100

4.1.2 Essais de caractérisation des pierres naturelles

4.1.2.1 Analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique des trois échantillons a permis de construire les graphiques pour les granulats de 14 mm, de 20-28 mm et de 25-50 mm (Figure 4.8). Les granulats étant livrés dans des plages bien définies, on ne peut obtenir une granulométrie étalée avec un échantillon.

Un combiné granulaire devra être composé à partir des trois tailles de granulats étudiés. Une bonne composition faite à partir des trois graviers offrira une granulométrie telle que souhaitée pour préparer un bon béton de terre. Les tableaux de calculs granulométriques sont présentés à l'annexe IX.

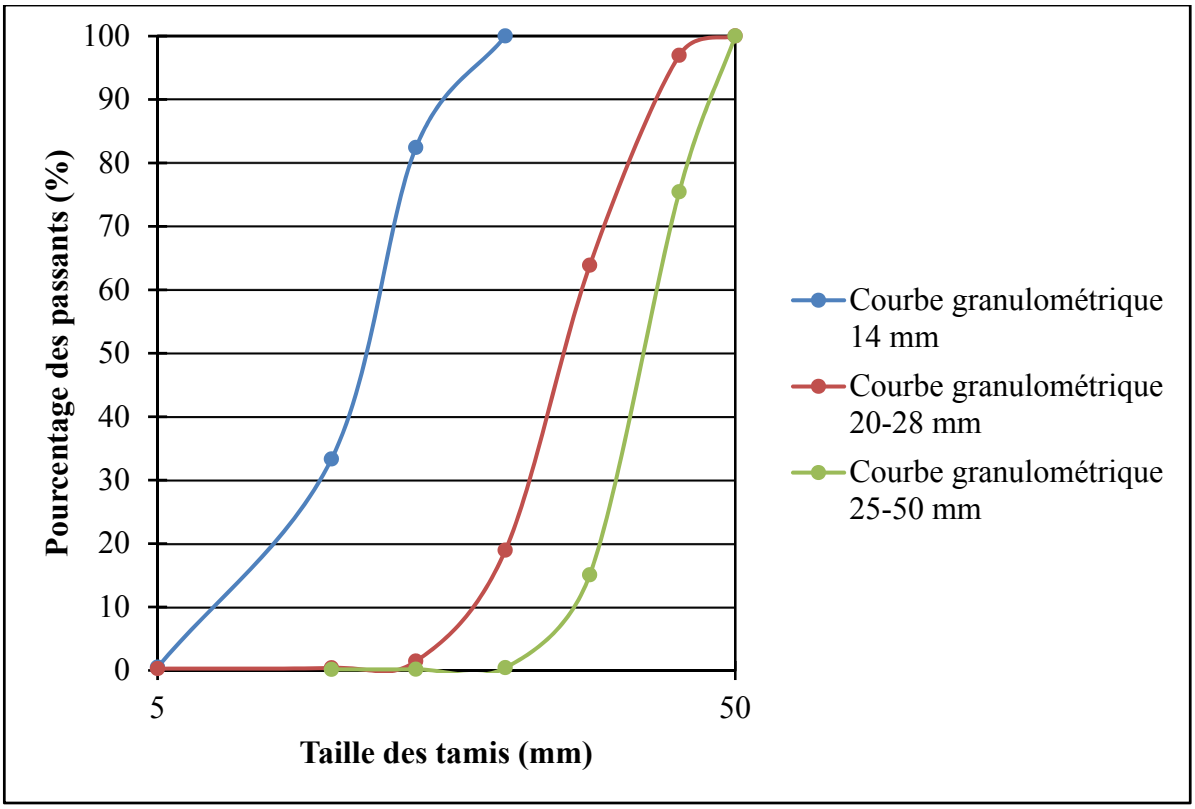


Figure 4.8 Courbe granulométrique des granulats 14 mm, 20-28 mm et 25-50 mm

4.1.2.2 Densité-absorption

Les résultats obtenus à l'issu de l'essai de densité et d'absorption sont présentés au Tableau 4.9. Ces résultats sont similaires à ceux qu'on obtient avec les sables à béton. Ils respectent la même progression où la densité du matériau saturé et superficiellement sec est supérieure à la densité brute et reste inférieure à son tour à la densité apparente.

Tableau 4.9 Résultat densité - absorption des pierres naturelles

Dimensions des granulats mm	Densité brute d_b	Densité SSS d_{sss}	Densité Apparente d_a	Absorption A %
14	2,69	2,71	2,75	0,77
20-28	2,72	2,73	2,76	0,60
25-50	2,71	2,72	2,74	0,46

4.1.2.3 Masse volumique

Le Tableau 4.10 présente la masse volumique obtenue pour le combiné granulaire des trois types de pierres naturelles à utiliser dans le béton de terre. La masse volumique du gros granulat est l'un des paramètres importants dans la détermination de la teneur en gros granulat suivant le principe de la formulation des bétons par la méthode des volumes absolus.

Tableau 4.10 Masse volumique des granulats

Masse volumique kg/m^3	Dimensions des granulats mm
1220	14 /20-28 / 25-50

4.2 Phase II : Formulations du béton de terre

Les résultats obtenus lors du malaxage des 6 gâchées de béton de terre et la fabrication des spécimens de béton sont présentés dans cette section.

Les valeurs mesurées sur le béton frais commencent par la mesure de l'affaissement du béton malaxé. C'est le critère d'acceptation de la gâchée. Lorsque l'affaissement mesuré est conforme à l'hypothèse établie on procède à la confection des éprouvettes de béton et en même

temps à la détermination de la masse volumique du béton frais suivie de la mesure de la teneur en air dans le béton à l'aide d'un air mètre selon la norme CAN/CSA A23.2-4C. Quelques essais d'affaissements sont présentés à la Figure 4.9 et le test de la teneur en air est présenté à la Figure 4.10. Ces différents essais effectués sur l'ensemble des formulations ont permis d'obtenir les résultats qu'on retrouve au Tableau 4.11 qui les récapitule.

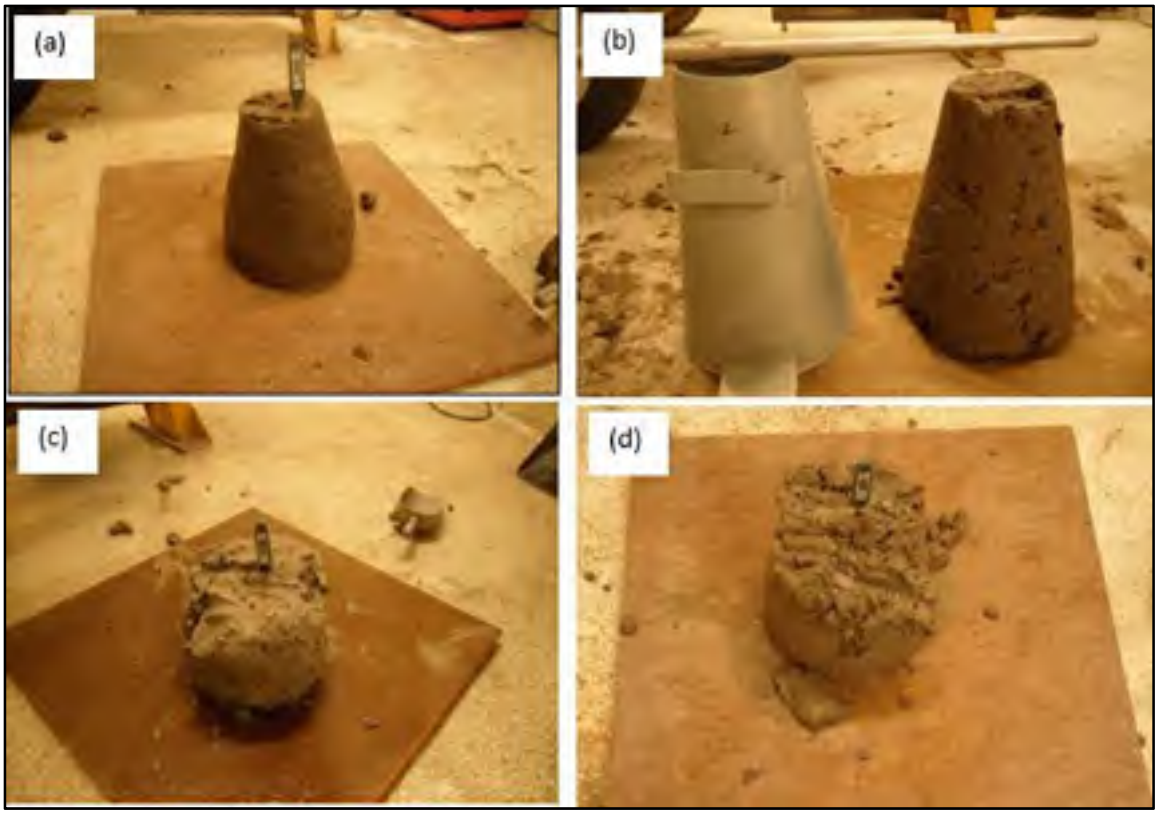


Figure 4.9 (a) Affaissement SC-1r (F1); (b) Affaissement Sar (F3);
(c) Affaissement SMa (F5); (d) Affaissement SC-3a (F6)

Figure 4.10 Mesure de la teneur en air

Tableau 4.11 Tableau récapitulatif des données mesurées sur le béton de terre frais

Formulation	**Affaissement (mm)**	**Température (°C)**	**Masse volumique (kg/m^3)**	**Teneur en air (%)**
SC-1r (F1)	75	24,4	1832	7,6
SC-2r (F2)	25	24,3	1900	5,0
Sar (F3)	35	17,5	1994	3,6
NSr (F4)	42	20,0	1880	3,8
SMa (F5)	30	22,0	1449	2,8
SC-3a (F6)	25	25,0	2011	4,4

4.3 Phase III : Caractérisation mécanique des bétons de terre confectionnés

Cette section présente les résultats obtenus à l'issus des essais effectués sur les spécimens de béton de terre pour la caractérisation mécanique.

4.3.1 Essai de compression

Des fissures apparaîssent avec l'accroîssement de la charge appliquée par la presse. Celles-ci continuent de s'ouvrir jusqu'à la rupture de la pièce. Les fissures qui apparaissent sont verticales et/ou inclinées. En tapant avec un marteau sur la pièce si elle n'est pas encore rompue, le béton en surface s'enlève et on découvre une forme en sablier. La rupture a lieu à mi-hauteur de la pièce. Cela correspond au schéma de fracture de type 1 de la norme CAN/CSA A23.2-9C. Dans le cas particulier des bétons contenant l'argile, formulation Sar (F3), les fissures de retrait de l'argile sont apparues pendant la cure des éprouvettes. Pendant leur test en compression, au fur et à mesure que la charge appliquée augmentait, certaines de ces anciennes fissures se refermaient tandis que de nouvelles fissures apparaîssaient. Cette situation peut créer une source d'erreur sur la valeur maximale de la contrainte. La Figure 4.11 présente le type de fissures longitudinales (Figure 4.11 a) et le mode de rupture (Figure 4.11 b et 4.11 d) généralement constatés.

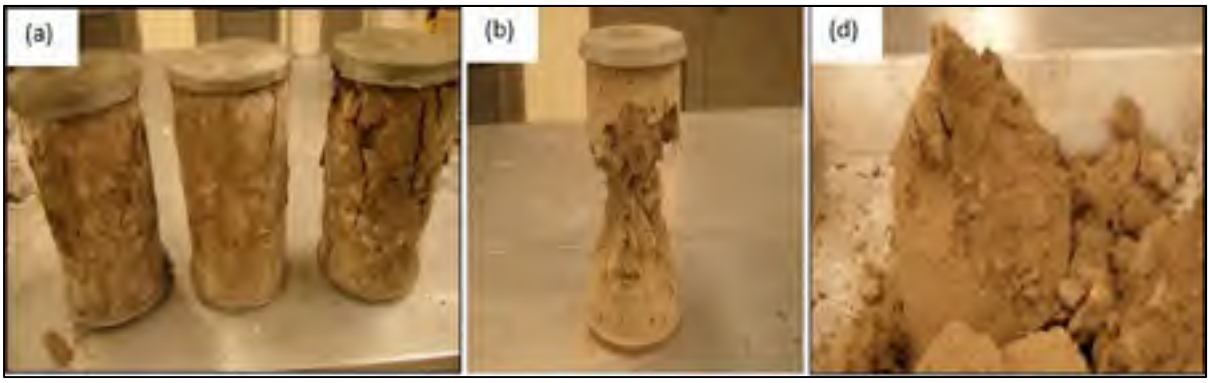


Figure 4.11 Éprouvettes testées : (a) Spécimens SC-1r (F2);
(b) Spécimen Sar (F3) ; (c) Spécimen NSr (F4)

Pour la formulation SC-1r (F1), sur les dix éprouvettes confectionnées, cinq éprouvettes ont subi le test de compression à 28 jours tel que prévu au protocole expérimental initial. Les cinq autres seront testés en traction. Pour les formulations SC-2r (F2), Sar (F3), NSr (F4), SMa (F5) et SC-3a (F6) les tests ont été faits à 28 jours, à 56 jours et à 90 jours.

La résistance à la compression est calculée en divisant la charge maximale à l'essai par la section transversale de l'éprouvette. Un facteur de correction fonction du rapport L/D, s'applique conformément à la norme (L est la longueur de la pièce testée et D son diamètre). Lorsque plusieurs mesures sont effectuées on considère les valeurs moyennes. Le détail des relevés est présenté à l'annexe XII. Les résultats des essais de compression pour l'ensemble des formulations sont donnés au Tableau 4.12. En vue de voir l'évolution des résistances à la compression dans le temps, les graphiques de leur variation sont présentés à la Figure 4.13.

Tableau 4.12 Tableau récapitulatif des résistances à la compression

Formulation	**28 jours**			**56 jours**			**90 jours**		
	Nombre	**f'_{cmoy} (MPa)**	**ε-T**	**Nombre**	**f'_{cmoy} (MPa)**	**ε -T**	**Nombre**	**f'_{cmoy} (MPa)**	**ε –T**
SC-1r (F1)	3	4,42	0,10	3	6,18	0,30	4	6,23	0,40
SC-2r (F2)	3	0,19	0,01	3	0,44	0,03	4	0,39	0,04
Sar (F3)	3	0,48	0,04	3	0,84	0,05	3	0,83	0,11
NSr (F4)	3	0,11	0,02	3	0,28	0,00	3	0,27	0,02
SMa (F5)	3	9,52	0,48	3	12,27	0,29	4	11,49	0,17
SC-3a(F6)	3	4,48	0,20	3	7,61	0,09	4	7,27	0,17

La Figure 4.12 présente l'effet du chauffage comme dans les pays tempérés. Pour les formulations Sar (F3) et NSr (F4), trois éprouvettes ont été respectivement chauffées à 60° C durant 7 jours, juste avant le test d'écrasement à 28 jours. La résistance obtenue est quasiment le double de celle obtenue sans avoir chauffé au préalable les spécimens à tester.

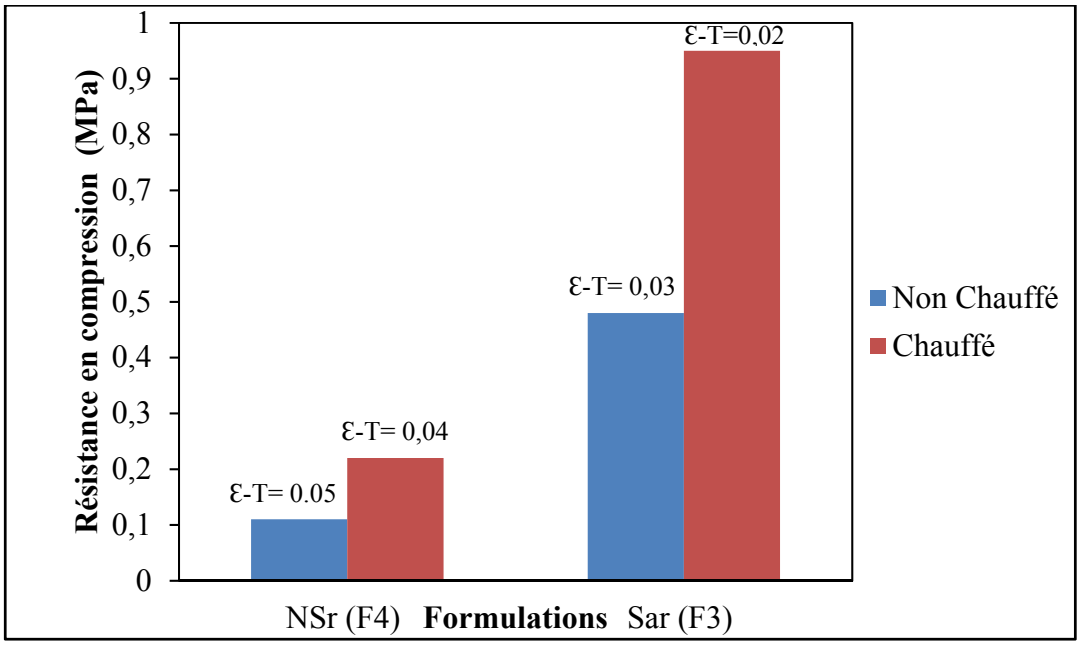


Figure 4.12 Effet du chauffage

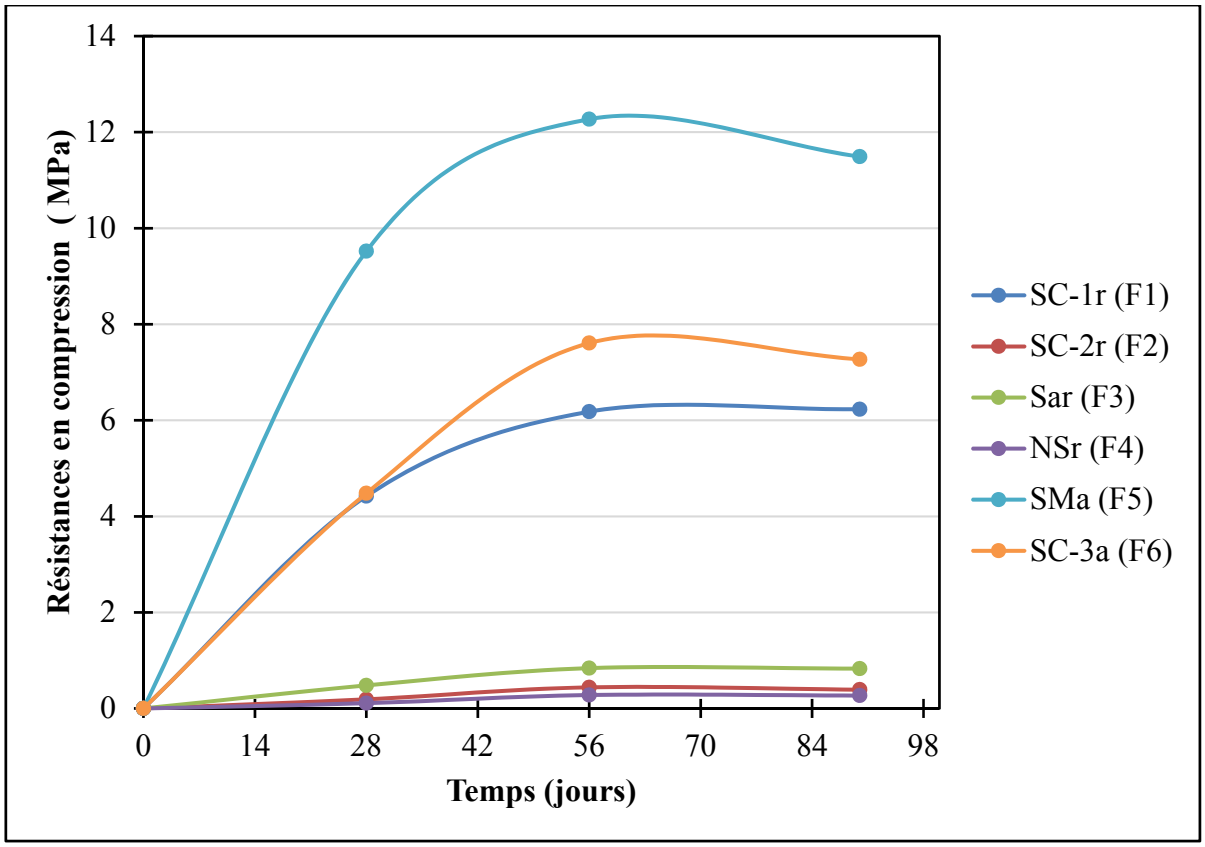


Figure 4.13 Évolution des résistances à la compression dans le temps des formulations F1 (SC-1r) à F6 (SC-3a)

4.3.2 Essai de traction indirecte

Une charge croissante appliquée selon le taux de chargement de 75 kN/mn qui correspond au taux de chargement moyen permet d'atteindre la rupture du béton en traction indirecte lorsque la charge maximale est atteinte. Une fissure transversale (voir Figure 3.23) apparait alors suivant les deux arrêtes longitudinales supérieure et inférieure par lesquelles la charge a été appliquée. La pièce se fend facilement en deux morceaux. La rupture a lieu par fendage.

Cinq éprouvettes pour la formulation SC-1r (F1) ont été testées et les résultats sont présentés au Tableau 4.13. La contrainte moyenne maximale est de 0,38 MPa. Du fait de la faible résistance à la traction obtenue, les spécimens des cinq autres formulations n'ont pas été testés

en traction. Le protocole expérimental initial a été modifié pour ne faire que des essais de compression repartis sur 90 jours.

Tableau 4.13 Résistance à la traction pour SC-1r (F1)

Spécimens	**Force maximale N**	**Résistance en traction MPa**
Éprouvette T1	23461	0,32
Éprouvette T2	30107	0,41
Éprouvette T3	27921	0,38
Éprouvette T4	27921	0,38
Éprouvette T5	28814	0,39
Résistance moyenne (MPa)		0,38
Écart-type		0,03

4.3.3 Essai de calorimétrie

La mesure de la température des éprouvettes en fonction du temps est représentée par le graphique de la Figure 4.14 pour les spécimens de la formulation SC-1r (F1) et par celui de la Figure 4.15 pour ceux de la formulation SC-2r (F2).

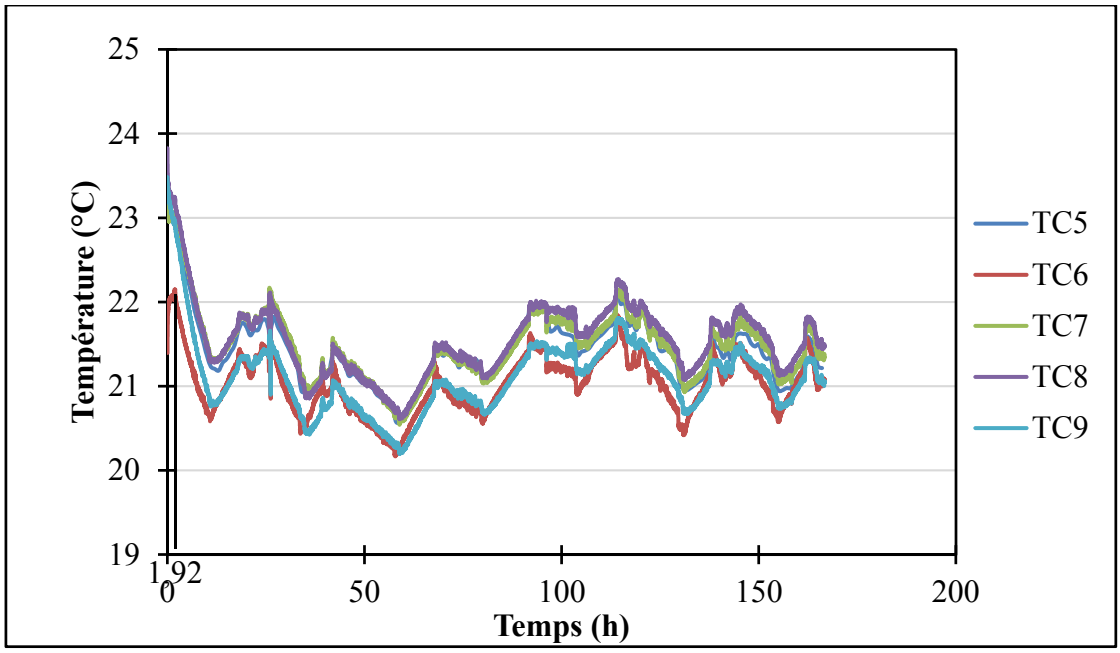


Figure 4.14 Courbe calorimétrique de la formulation SC-1r (F1)
TC : Thermocouple

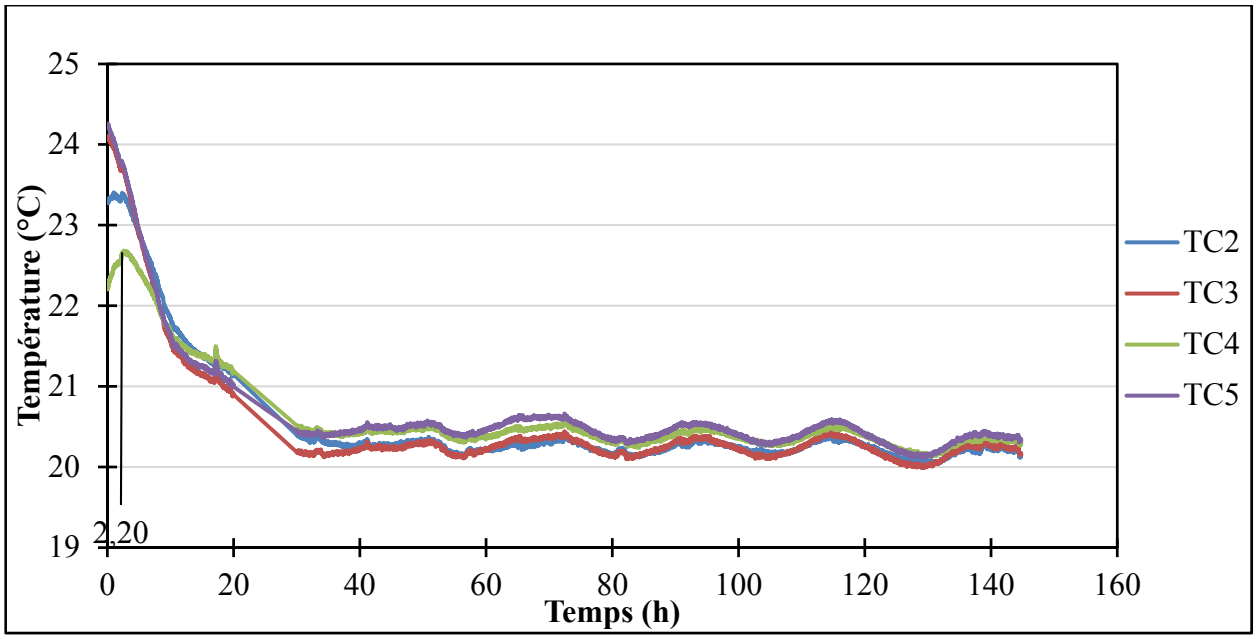


Figure 4.15 Courbe calorimétrique de la formulation SC-2r (F2)
TC : Thermocouple

4.3.4 Essai ultrasonique

Le Pundit Lab mesure le temps de parcours et la vitesse de l'onde entre les deux transducteurs, l'un étant l'émetteur et l'autre le récepteur. Ces valeurs mesurées permettent d'apprécier la qualité du béton en fonction du temps. Les mesures relevées sont représentées aux Figures 4.16 et 4.17 respectivement pour la mesure de la vitesse ultrasonique et du temps de parcours de l'onde dans les bétons de terre. L'échelle de durée en abscisse est établie selon les jours où les mesures ont été effectivement faites. Le jour 1 correspond au jour de la fabrication des spécimens de béton de terre. L'ensemble des mesures effectuées sur les différents échantillons de chaque formulation est donné aux tableaux de l'annexe XVIII. On note que les mesures ont commencé plus tôt avec les éprouvettes de la formulation F3 (Sar).

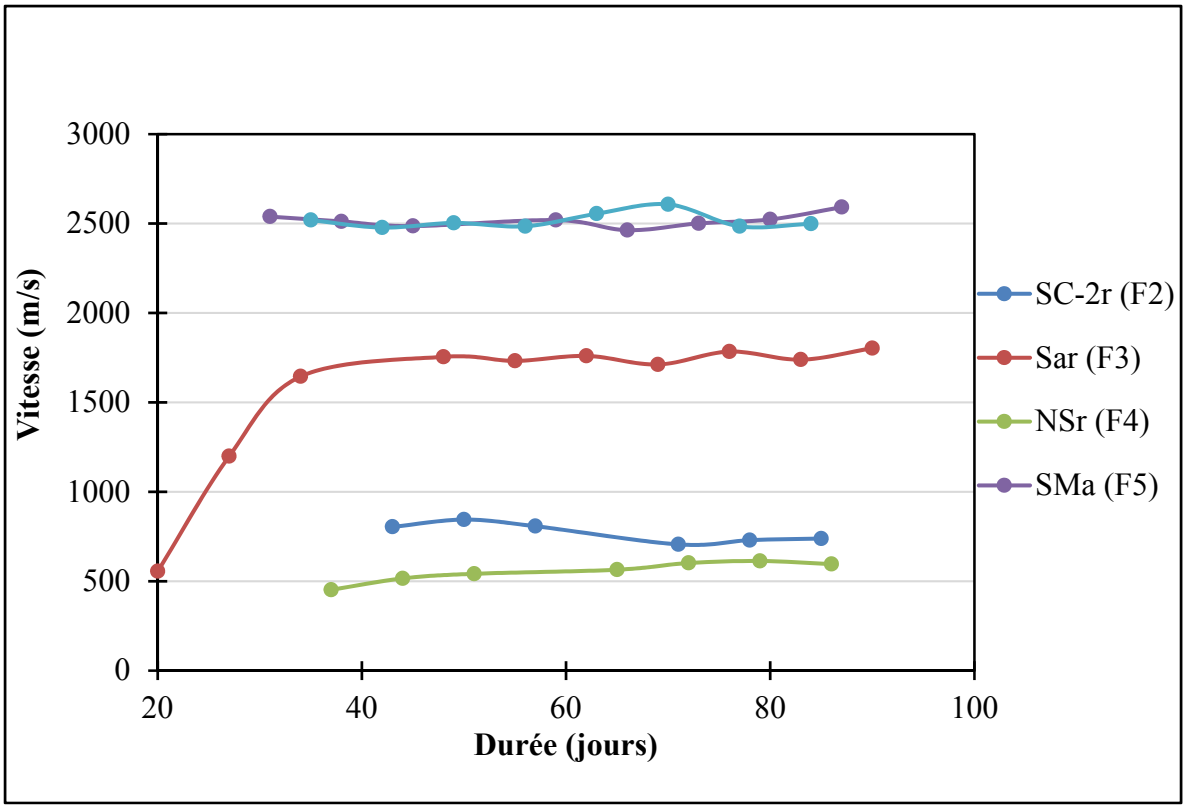


Figure 4.16 Évolution de la vitesse ultrasonique dans les bétons de terre

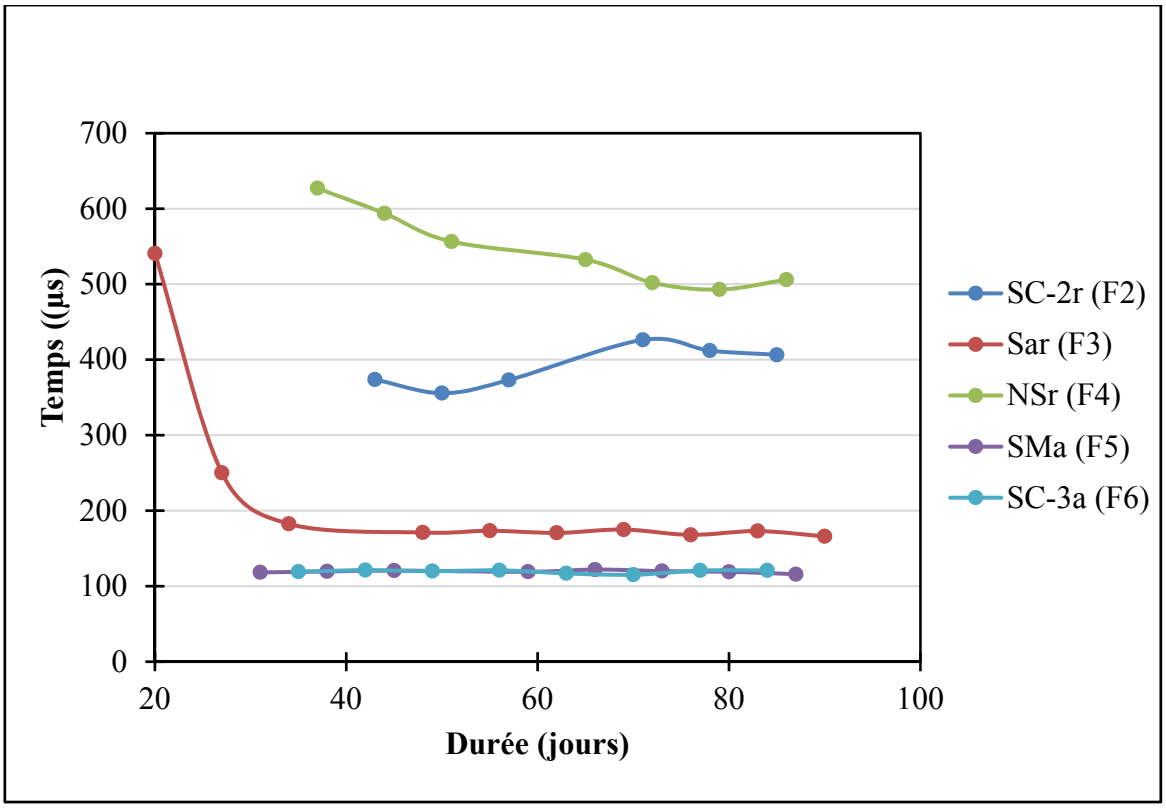


Figure 4.17 Évolution du temps de parcours de l'onde dans les bétons de terre

CHAPITRE 5

INTERPRÉTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

Ce chapitre fera l'interprétation et la discussion des résultats obtenus pendant le déroulement des trois phases du projet tels que présentés au chapitre 4. Les enseignements seront retenus et des recommandations pourront être énoncées. Les points saillants de chaque phase seront abordés. Étant donné la faiblesse de la littérature dans le domaine du béton de terre, les résultats obtenus seront interprétés ou discutés et arrimés à des études similaires existantes s'il y a lieu. Les résultats de cette étude exploratoire pourront par ailleurs constituer une base de données qui servira aux études ultérieures.

Comme mentionné au début de l'étude, il y a une divergence entre les chercheurs en ce qui concerne l'application des tests et des normes du béton conventionnel au béton de terre. Il y a ceux qui ne veulent pas les appliquer au béton de terre et ceux qui pensent qu'on devrait les appliquer. La présente étude tente de les appliquer ou de les adapter au béton de terre à base de la terre jaune.

5.1 Phase I : Caractérisation des granulats

5.1.1 Essais de caractérisation de la terre jaune

Tout comme pour le béton ordinaire, la terre devrait idéalement avoir une granulométrie étalée et un bon module de finesse qui se rapproche autant que possible de la tranche des modules de finesse d'un bon sable à béton, tel que commenté à la section 5.1.1.1, pour améliorer les caractéristiques du béton de terre à confectionner. La teneur en eau de l'échantillon est de 28,1 % à l'état naturel. Il ne s'agit pas de la teneur optimale pour le compactage déterminée par le test Proctor, laquelle se situe autour de 16 %. La quantité d'eau contenue dans le matériau sera prise en compte pour ajuster le dosage en eau de gâchage du béton lors de la fabrication des échantillons.

La densité-absorption de la terre a pour objectif de déterminer la densité et l'absorption du matériau. Les résultats sont utilisés dans le calcul des dosages du béton de terre selon le principe de la méthode des volumes absolus. Les valeurs obtenues sont 2,30 pour la densité brute et 2,78 % pour l'absorption. Elles sont voisines à celles obtenues pour les mélanges de béton de ciment où la densité relative des granulats conventionnels varie généralement de 2,4 à 2,9 alors que l'absorption varie généralement de 0,2 à 4 % pour le gros granulat et de 0,2 à 2 % pour le granulat fin. Les granulats sont considérés à l'état saturé superficiellement sec (sss) (Kosmatka, 2011).

5.1.1.1 Granulométrie de la terre jaune

Les synthèses des courbes granulométriques par tamisage et par sédimentation des trois échantillons étudiés au laboratoire sont quasiment les mêmes, ce qui indique l'homogénéité de la terre des sous-échantillons de laboratoire, n'excluant pas la variabilité des volumes de terre extraits à la sablière à Mascouche. Toutefois, le prélèvement de la terre jaune sur le site étant fait de façon aléatoire, les échantillons étudiés peuvent représenter la terre jaune du site de prélèvement à Mascouche. Les coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c) issus des courbes granulométriques sont respectivement de 3,08 et 1,17. Selon Robitaille et Tremblay (2014), l'échantillon est de granulométrie serrée si $2 < C_u \leq 5$, ce qui indique que les proportions de certaines tailles de particules sont faibles ou inexistantes dans l'échantillon étudié (Robitaille & Tremblay, 2014). Les grains de l'échantillon ont à peu près la même taille. Dans cette situation, la courbe granulométrique n'est pas étalée. Elle est étalée lorsque l'échantillon contient pratiquement toutes les tailles des particules. Le matériau idéal pour la composition du béton doit être de granulométrie étalée. Il doit donc avoir un coefficient d'uniformité supérieure à 20. Un exemple de courbe granulométrique bien étalée est composé de 3 % d'argile, de 22 % de silt, de 40 % de sable et de 35 % de gravier (Robitaille & Tremblay, 2014). Par comparaison avec le sol étudié, les fractions de silt (8 %) et de gravier (3 %) sont faibles lorsque la fraction de sable reste importante (85 %). La distribution granulométrique n'est pas conforme à la granulométrie d'une terre pour la construction comme présentée à la Figure 1.16. Toutefois pour un sol pour la construction en terre, le taux d'argile doit être d'au

moins 10 % (Gernot, 2000). La terre jaune de la présente étude comporte 4 % d'argile et de matières organiques ce qui représente ainsi, un taux faible pour une terre pour la construction.

L'étalement de la courbe granulométrique d'un sol argileux est amélioré en y ajoutant du sable ou du gravier. L'inverse qui consiste à ajouter de l'argile dans un sol pulvérulent est difficile (Dupuy, 1999). Dans le cas étudié, l'ajout des graviers reviendrait à diminuer le pourcentage total d'argile déjà faible.

Le module de finesse est de 0,60. Un bon sable à béton doit avoir un module de finesse d'environ 2,2 à 2,8. Au-dessous, le sable possède une majorité d'éléments fins et très fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau. Au-dessus, le sable manque de fines et le béton perd en ouvrabilité (Dreux & Festa, 1998). Le module de finesse est donc une caractéristique importante.

Les courbes de la Figure 4-4 correspondent à une granulométrie très serrée contenant environ 4 % d'argile et de matières organiques, 8 % de silt, 85 % de sable et 3 % de gravier. Ces plages de sols sont schématisées à la Figure 5.1. Selon la classification unifiée des sols à gros grains, la terre jaune qui ne contient pratiquement pas d'argile, se situe à la classe SM.

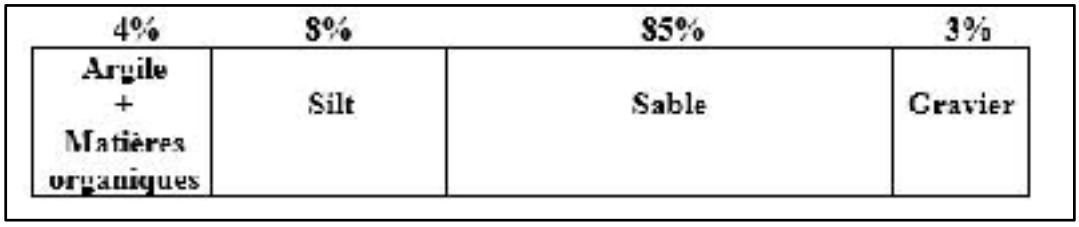


Figure 5.1 Plages de sols de l'échantillon

La terre étudiée pose donc deux problèmes importants. D'une part, une granulométrie mal étalée due à l'absence de certaines tailles de particules dans le matériau. D'autre part, un module de finesse très faible. Le sol ne peut pas faire un bon béton si l'on fait un parallèle avec le béton conventionnel. Dans un contexte de chantier, ce sol doit être renforcé par l'apport de matériau approprié ou à défaut être rejeté.

5.1.1.2 Matières organiques

L'essai qualitatif de détermination de la présence de matières organiques selon la norme CAN/CSA A23.2-7A donne une couleur de l'échantillon de niveau 5. Il y'a donc de la matière organique dans le sol étudié. Les sables acceptés pour la confection des bétons ont une coloration de niveau 1 à 3. Au-delà, le sable n'est pas accepté à moins de faire des investigations sur le matériau pour le rendre acceptable pour le projet en conformité avec la norme.

L'essai complémentaire de la perte au feu de matières organiques est destiné à déterminer le taux de perte sur des échantillons constitués selon la méthode d'essai MA. 1010-PAF 1.0 du Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec. Les taux de perte indiqués au Tableau 3-4 et représentés sur la Figure 4-4 sont de 4,5 % pour un échantillon constitué à partir du passant de 5 mm, de 4,0 % en utilisant du passant de 2 mm et de 10,6 % avec du passant de 80 µm. Les éléments comme les racines, les brindilles de bois et quelques cailloux sont retenus au tamis de 5 mm. Ces essais indiquent qu'il y a plus de matières organiques dans la partie fine du matériau. En effet, selon les courbes granulométriques par tamisage, les pourcentages de passants aux tamis de 5 mm et de 2 mm sont sensiblement les mêmes. Les échantillons issus de ces passants conduisent quasiment au même taux de perte soit 4,5 % et 4 %. La perte de matières organiques passe pratiquement au double lorsqu'on passe au tamis de 80 µm, soit 10,6 %.

Ce résultat indique là encore que cette terre ne peut être utilisée pour faire du béton avec un devis standard. D'autres investigations, notamment l'estimation de la matière organique par exemple par la perte au feu ou par tamisage, peuvent permettre d'améliorer l'état de la terre en vue de l'utiliser. Ces opérations pourraient s'avérer longues et coûteuses si l'on est dans un contexte de chantier.

5.1.1.3 Essai Proctor

L'essai Proctor normalisé a déterminé une teneur en eau optimale de 16 % correspondant à une masse volumique de sol sec de 1,455 g/cm^3. Dans une situation de compactage pour le pisé compacté par exemple, la teneur en eau de 16 % est celle qui permet de réaliser un meilleur compactage du sol. Cette teneur en eau sera utilisée pour confectionner les bétons de terre de la formulation de béton non stabilisé. Beckett et Ciancio (2014) a réalisé du pisé en utilisant du calcaire concassé du fait de son esthétique et de sa disponibilité. En effectuant l'essai Proctor modifié puisque c'est du pisé damé, il a obtenu le graphique à la (Figure 1.2). La teneur en eau optimum déterminée a été prise comme teneur en eau dans la confection de spécimens en pisé et testés mécaniquement (Figure 1.3). La même méthode a été suivie dans la présente étude.

5.1.1.4 Limites d'Atterberg et diffraction DRX

L'essai des limites d'Atterberg devrait permettre de tenter de classifier la terre étudiée. Toutefois, selon la classification unifiée des sols (Robitaille & Tremblay, 2014), la terre étudiée se situe à la classe SM (sable silteux). En effet, moins de 50 % des gros grains sont retenus sur le tamis de 5 mm (0,67 %) et les passants au tamis de 80 µm sont supérieurs à 12 % soit 14,23 % environ et l'échantillon ne comporte par ailleurs que des traces d'argile.

Les tests réalisés sur le diffractomètre ont permis d'identifier la fraction argileuse ou les minéraux argileux contenus dans l'échantillon. Ils confirment la faible quantité d'argile présente dans le sol étudié. Il n'était donc pas possible de faire les limites d'Atterberg. La montmorillonite qui est une argile reconnue gonflante n'est pas présente dans le matériau.

5.1.2 Essais de caractérisation des pierres naturelles

Il convient de rappeler que l'utilisation des pierres naturelles est une exigence du projet de construction de l'Insectarium de Montréal. Ces pierres ne sont pas habituellement utilisées comme composants du béton traditionnel.

L'essai de densité-absorption a pour objet de déterminer la densité et l'absorption qui sont des paramètres à utiliser pour la détermination des formulations de béton. Le test réalisé sur les pierres naturelles de 14 mm donne une densité brute de 2,69 et une absorption de 0,77 %. Pour les pierres de 20/28 mm, la densité brute est de 2,72 et l'absorption est de 0,60 %. Enfin pour celles de 25/50 mm, la densité brute est de 2,71 et l'absorption est de 0,46 %. Comme pour le cas des granulats fins, les valeurs obtenues sont aussi proches de celles couramment obtenues pour les bétons de ciment.

La masse volumique est également un paramètre de détermination de la formulation de béton. La valeur obtenue pour la masse volumique du combiné granulaire est de 1220 kg/m^3 pour le mélange de pierres composé des trois tailles (14 mm; 20/28 mm; 25/50 mm). La masse volumique approximative varie de 1200 kg/m^3 à 1750 kg/m^3 pour un béton de ciment de masse normale (Kosmatka, 2011). Bien que le résultat obtenu soit dans la tranche des masses volumiques courantes, il reste intimement lié à plusieurs facteurs qui peuvent l'influencer. Il faudrait au nombre de ces facteurs considérer l'environnement géométrique et les équipements disponibles notamment la planéité des surfaces de travail, la précision des balances de mesures sans oublier l'habileté de l'opérateur. C'est la masse volumique du combiné granulaire qui est utilisée pour le calcul de la teneur en gros granulat suivant le principe de la méthode des volumes absolus s'il y a lieu.

5.1.2.1 Granulométrie des pierres naturelles

L'essai est fait sur des granulats en pierres naturelles pour en connaître leur répartition granulométrique avant leur utilisation dans la composition du béton de terre. Les échantillons reçus sont de dimensions respectives 14 mm, 20/28 mm et 25/50 mm. Le gravier de 14 mm présente un coefficient d'uniformité C_u de 1,92 et le coefficient de courbure C_c est de 0,85. Pour le gravier de 20/28 mm, le coefficient d'uniformité C_u est 1,54 et le coefficient de courbure C_c est 1,02. Le gravier de 25-50 mm, quant à lui, présente un coefficient d'uniformité C_u de 1,40 et un coefficient de courbure C_c de 0,99.

Les courbes granulométriques ont des coefficients d'uniformité inférieurs à 2 et des coefficients de courbure faibles ce qui correspond à une granulométrie très serrée et mal graduée. Une granulométrie combinée obtenue par le mélange des trois types de graviers permettrait d'avoir une courbe granulométrique étalée. Plusieurs méthodes appropriées existent pour faire ce type de mélange de granulats parmi lesquelles on peut citer la méthode tri-linéaire ou du triangle ou la méthode mathématique. Il faudrait pour cela prendre en compte les exigences du projet que devrait satisfaire la granulométrie (Aitcin, Jolicoeur, & Mercier, 1992).

On note là aussi comme pour la terre jaune la nécessité d'avoir une bonne granulométrie pour le gravier utilisé. D'après Kosmatka (2011), une bonne granulométrie des graviers améliorera l'ouvrabilité du béton et celui-ci coûtera moins cher que dans un cas inverse. C'est pour cette raison qu'un combiné granulaire a été composé à partir des trois tailles de pierres disponibles. Ce combiné doit répondre à des exigences techniques non encore établies pour la terre coulée ou le béton de terre. En comparaison avec une étude de béton de ciment, le combiné doit être en conformité avec des fuseaux granulométriques établis par les normes en vigueur. Ce type de normes n'est pas encore disponible au Québec. La terre pour la construction doit être prélevée de manière à satisfaire les dispositions des Figures 1.16 et 1.17 comme proposé par Gernot (2000).

5.2 Phase II : Formulation du béton de terre

5.2.1 Essai d'affaissement

L'affaissement est un paramètre qui indique l'ouvrabilité et la consistance du béton frais. Il doit être fixé en fonction des conditions d'exécution de l'ouvrage à réaliser nécessitant un béton plus ou moins plastique. Il permet, en fonction de sa mesure au cône d'Abrams, d'accepter ou de rejeter la gâchée de béton en cours de fabrication. C'est un essai couramment réalisé pendant la confection des bétons.

Les affaissements obtenus varient de 25 mm à 75 mm, ce qui correspond à l'objectif visé. Les valeurs d'affaissement allant de 0 mm à 40 mm déterminent des bétons fermes. Ils indiquent des bétons plastiques pour les valeurs comprises entre 50 mm et 90 mm (Dreux & Festa, 1998). L'affaissement ne devrait pas être utilisé selon Kosmatka et *al* (2011) pour comparer les mélanges dont les dosages sont totalement différents. L'affaissement varie dans le même sens que le rapport eau /ciment. Plus la quantité d'eau augmente, plus le béton s'affaisse. Quant à la résistance, elle varie en sens inverse du rapport eau /ciment (Kosmatka, 2011) et donc en sens inverse de l'affaissement.

5.2.2 Essai de masse volumique

Selon les valeurs des masses volumiques du Tableau 5.1 obtenues respectivement pour chaque formulation du béton de terre, les résultats restent approximativement dans la tranche 1450 kg/m^3 à 2000 kg/m^3. Les bétons ordinaires présentent une masse volumique allant de 2200 kg/m^3 à 2400 kg/m^3.

Tableau 5.1 Tableau des masses volumiques

Formulation	**SC-1r(F1)**	**SC-2r(F2)**	**Sar(F3)**	**NSr(F4)**	**SMa(F5)**	**SC-3a(F6)**
Masse volumique (kg/m^3)	1832	1900	1994	1880	1449	2011

5.2.3 Essai de teneur en air

Selon les résultats des mesures effectuées, la teneur en air emprisonnée dans le béton varie de 2,8 à 7,6 %. Les bétons ordinaires sans air entraîné ont un taux d'air emprisonné de 0,2 à 3 % selon la taille du gravier utilisé (Kosmatka, 2011). L'air a l'avantage d'apporter une résistance au béton pour les surfaces en particulier exposées au gel-dégel et aux agents de déglaçage. Les bétons à air entraîné, quant à eux, ont une teneur en air allant de 4 à 9 % et résistent mieux aux effets du gel-dégel.

5.2.4 Essai calorimétrique

Durant toute la semaine de mesures, les températures n'ont pas connue une hausse importante exprimant un dégagement de chaleur. Des faux pics à très court terme sont observés dus aux variations journalières du chauffage central de l'ÉTS. Le dégagement de chaleur signifierait que le béton fait prise. Il n'y a pas non plus de pics d'hydratation importants. Ceux-ci existent et sont plutôt atténués comparés à ceux observés pour un béton conventionnel. Le béton effectue une prise lente comparée aux bétons de ciment conventionnels dont la prise est effectuée en 24 h ce qui permet de procéder au démoulage. Cela indique que les diverses réactions chimiques entre certains composants du ciment et l'eau se font lentement. Le mélange constitué ne s'hydrate pas vite. Or, ce sont les réactions chimiques qui dégagent de la chaleur mesurable par l'essai de calorimétrie. C'est cette même chaleur qui permet au béton de s'hydrater (Perraton, 2015; Pigeon, 1981). Aussi, les essais de calorimétrie effectués sur des échantillons des formulations 1 et 2 n'ont pas permis de voir ce dégagement de chaleur s'effectuer jusqu'à une semaine à partir du coulage du béton et du début de l'essai. La prise du béton liée à la réaction d'hydratation du ciment est lente du fait de la présence de matières organiques.

En effet selon Pigeon (1981) et Ashby et Jones (2014), la prise du béton est due à diverses réactions chimiques entre les composants du ciment et l'eau. Lorsque ces réactions ont lieu, elles se traduisent par un dégagement de chaleur. La prise du béton est ainsi observable par les graphiques de la Figure 1.19 présentées dans le chapitre de la revue de littérature. La réaction de prise du ciment qui a lieu dans les 24 h est suivie des réactions de durcissement, toutes accompagnées par un dégagement de chaleur (Ashby & Jones, 2014). La Figure 1.19(a) présente la réaction de durcissement du béton selon la résistance du béton confectionné. Les deux pics sont observés dans la Figure 1.19(b). Le premier pic est celui de la prise et le second pic correspond au durcissement du béton. Les graphiques des courbes de prise obtenus pour la terre jaune comportent des pics atténués comparés à ceux observés pour un béton conventionnel.

5.2.5 Cure du béton

La température et la cure ont un impact directe sur la résistance à la compression des éprouvettes de béton (Association Béton Québec, 2014). La norme canadienne CSA/A23.2-3C prescrit une température de 23 ± 2 °C à respecter autour des éprouvettes pendant la cure initiale. Les faibles températures de cure peuvent ralentir les gains de résistance au jeune âge (Kosmatka, 2011)

Du fait de la composition des différents mélanges, les conditions de cure n'étaient pas les mêmes selon la formulation. Le démoulage des éprouvettes intervenant parfois plus d'une semaine après le coulage, cela pourrait retarder d'autant le décoffrage sur le chantier de construction. Il a été observé que plus le temps de cure finale était long plus la résistance était élevée. À titre de recommandation la fabrication des bétons de terre et leur cure doivent suivre autant que possible les normes applicables. Il faut par ailleurs, avant d'entamer la cure humide, que les éprouvettes soient installées dans un milieu où la température est contrôlable en évitant des variations importantes de température. Une cure humide ne doit pas être faite pour les bétons ne comprenant pas du ciment. Au vu du comportement des bétons de terre et tenant compte des caractéristiques de la terre utilisée, on peut également recommander un allongement de la cure finale au-delà du 28e jour. Il faut cependant attendre de nouvelles recherches sur des matériaux similaires pour valider la durée de la cure finale.

5.3 Phase III : Caractérisation mécanique des bétons de terre confectionnés

5.3.1 Essai de compression

Le béton de terre coulée selon les différentes formulations retenues a été étudié selon deux formes. Il s'agit de la forme stabilisée avec du ciment et la forme non stabilisée avec du ciment, tel qu'annoncé dans les précédents chapitres.

Les résultats obtenus montrent un accroissement de la contrainte après 28 jours. Cette contrainte s'est stabilisée après 56 jours. En effet les résultats obtenus à 90 jours sont sensiblement pareils à ceux obtenus à 56 jours.

Les formulations SC-1r (F1) et SC-2r (F2) visaient respectivement à 28 jours une résistance à la compression de 15 MPa et 1 MPa. Les résultats ont montré les valeurs respectives de 3,42 MPa et 0,19 MPa. Les rapports ciment/terre étaient respectivement de 1 : 3,6 et 1 : 4,4 et les résistances visées n'ont pas été atteintes. Les éprouvettes de la formulation SC-1r (F1) ont toutes été testées à 28 jours tandis que celles de la formulation SC-2r (F2) ont subi un écrasement progressif à 28 jours, 56 jours et 90 jours. On constate que la résistance atteinte à 56 jours est de 0,44 MPa, soit une progression de 132 % et devient stable. Elle est de 0,39 MPa à 90 jours.

Les formulations SMa (F5) et SC-3a (F6) réalisées avec la pierre concassée reprennent le même rapport eau /ciment que la formulation SC-1r (F1), soit 0,66. Comme la taille et le type de granulat changent les quantités d'eau et de ciment changent bien que le rapport E/C reste constant. En effet la teneur en eau est déterminée en fonction de la grosseur maximale du gros granulat qui passe de 50 mm pour les pierres naturelles à 20 mm pour les pierres concassées. Les formulations réalisées avec la pierre concassée comportent un rapport ciment/terre de 33,8 %. En ajoutant du metakaolin dans la formulation SMa (F5) et en enlevant le poids du metakaolin à celui de la terre, la quantité de terre a diminué. Cela a augmenté le rapport final ciment/terre qui passe de 33,8 % à 46,4 %. Le ratio du metakaolin est de 27 % par rapport à la quantité de terre initialement déterminée. Le choix de ce ratio a été fait pour avoir un sol riche en metakaolin avec un ratio de l'ordre de 20 à 30 % comme dans le cas d'un traitement de la terre avec l'argile. La formulation SMa (F5) permet ainsi d'obtenir des résistances de 9,52 MPa à 28 jours, de 12,27 MPa à 56 jours et de 11,49 MPa à 90 jours. Pour la formulation SC-3a (F6), la résistance obtenue est de 4,48 MPa à 28 jours, de 7,66 MPa à 56 jours et de 7,27 MPa à 90 jours. Comme pour les formulations SC-1r (F1) et SC-2r (F2), les résistances évoluent après 28 jours et se stabilisent après 56 jours. Le metakaolin ajouté en plus du ciment a eu pour effet d'améliorer la résistance à la compression. En accélérant la réaction

d'hydratation du ciment portland, le metakaolin augmente la résistance en compression (Justice, 2005; Wild et al., 1996). D'une manière générale, pour les formulations comprenant du ciment, la matière organique présente dans la terre empêche la stabilisation de celle-ci pour atteindre des résistances élevées même en augmentant le ratio ciment/terre (Chen & Wang, 2006). Ainsi, Van Damme et Houben (2017) proposent une alternative à la stabilisation de la terre par le ciment portland. Cette alternative consiste à améliorer les propriétés de la fraction argileuse de la terre, servant de liant, par le contrôle de sa granulométrie. Pour cela, précisent-t-ils, une expérience a été faite en ajoutant des produits dispersants sans ajout de ciment et ainsi les résistances ont quasiment été doublées.

Le béton coulé ne comprenant pas de ciment se retrouve dans les formulations Sar (F3) et NSr (F4) toutes les deux réalisées avec du gravier naturel. Ces formulations sont composées d'eau, de gravier, et de terre jaune. La formulation Sar contient en plus de l'argile. Les essais réalisés sur ces formulations permettent de représenter les niveaux de résistances habituellement obtenues dans d'autres pays qui pratiquent la construction en terre sans ciment. Dans un contexte de pays chaud, les spécimens testés à 28 jours ont été chauffés au four à une température de 60°C du 21 au 28e jour, soit une semaine. Avec l'ajout d'argile, la résistance moyenne à la compression obtenue à 28 jours a été de 0,48 MPa, de 0,84 MPa à 56 jours puis 0,83 MPa à 90 jours. Par ailleurs, une résistance de 0,95 MPa a été obtenue à 28 jours en chauffant à 60°C les spécimens sur 7 jours à partir du 21e jour. Le chauffage a permis de doubler la valeur de la résistance à 28 jours. Elle reste donc stable après 56 jours. L'argile utilisée a une limite de liquidité de 27 % et une limite de plasticité de 12 % avec un indice de plasticité de 13 %. Sa teneur en eau est de 24 %. Toutes ces propriétés de l'argile sont favorables à la stabilisation de la terre. Le taux de réussite de la stabilisation est supérieur à 80 % lorsque l'indice de plasticité est inférieur à 15 % (Burroughs, 2008). La formulation NSr (F4) donne 0,11 MPa à 28 jours et 0,28 MPa à 56 jours soit une progression de 27%. La résistance devient stable après 56 jours et est de 0,27 MPa à 90 jours. On constate par ailleurs, selon les pratiques traditionnelles de la terre cuite, qu'en chauffant les spécimens on a obtenu une plus grande résistance dans un délai relativement court. La résistance obtenue à 28 jours

en chauffant les spécimens est celle qu'on obtiendrait à 56 jours sans avoir pratiqué l'opération de chauffage.

Comme pour les formulations comprenant du ciment, la matière organique empêche l'atteinte de bonnes résistances avec le béton de terre. La sélection de la terre, même pour la construction en terre non stabilisée, selon Delgado et Guerrero (2007) doit répondre à des normes spécifiques. Toutes les terres ne peuvent donc pas être utilisées pour la construction en terre, tout en respectant les exigences des normes applicables dans la construction moderne. Selon Gernot (2000), la terre pour la construction ne doit pas contenir de matières organiques.

L'évolution significative de la résistance après 28 jours pour ce type de terre est à relever. Cette disposition pourrait être prise en compte dans les futurs textes réglementaires pour la construction en terre au Canada et particulièrement au Québec. La résistance à la compression de référence pour un béton de ciment est prise à 28 jours. Il y a donc nécessité de proposer des normes spécifiques pour l'utilisation du béton de terre.

D'une manière générale, pour des taux de stabilisation en ciment Portland allant de 2 % à 15 %, selon le Tableau 1.1 inspiré de la revue de littérature, les résistances couramment obtenues varient de 2 MPa à 10 MPa environ. Les résultats de la présente étude se rapprochent de cet intervalle de résistances mais le taux de stabilisation utilisé, de 20 à 28 % est plus élevé. Mais il faut bien relever que le taux de stabilisation n'est pas déterminé selon le même processus.

5.3.2 Essai de traction

Les essais de traction ont été effectués à 28 jours sur 5 éprouvettes de la formulation SC-1r (F1). La résistance moyenne à la traction obtenue est de 0,38 MPa soit de l'ordre d'un dixième de la résistance en compression (3,42 MPa). Le ratio compression/traction de l'ordre de 10 est toutefois respecté. La résistance en traction est faible en comparaison avec les résultats habituellement obtenus sur les bétons conventionnels. Pour une résistance à la compression de

15 MPa attendue, la résistance à la traction devrait être de l'ordre de 1,5 MPa dans le cas d'un béton de ciment.

5.3.3 Essais ultrasoniques

Les mesures ultrasoniques sont effectuées pour suivre l'évolution de la résistance du béton dans le temps. La vitesse doit augmenter et le temps de parcours doit diminuer dans un cas d'étude en laboratoire où le spécimen contient une certaine humidité et s'assèche avec le temps. Ces variations se font jusqu'à un palier de stabilisation.

Ce phénomène est observé avec toutes les 15 pièces étudiées. La vitesse ultrasonique maximale mesurée avec la formulation SC-2r (F2) est de 800 m/s, ce qui constitue une vitesse faible. Pour les formulations SMa (F5) et SC-3r (F6), la vitesse mesurée est de l'ordre de 2500 m/s. En ce qui concerne les bétons ne contenant pas de ciment, les mesures ont aussi été faites. Ainsi, la formulation Sar (F3) conduit à une vitesse maximale mesurée de 1700 m/s et 550 m/s pour la formulation NSr (F4). Quoique la formulation Sar (F3) contenant l'argile produise une meilleure vitesse que la formulation NSr (F4), les vitesses restent faibles. Les bétons ne contiennent pas de ciment et une réaction d'hydratation ne se produit pas, ce qui pourrait justifier une augmentation de résistance dans le temps. Même si la vitesse augment légèrement dans le temps, cela n'est pas nécessairement dû à une augmentation de la résistance. La précision des mesures ultrasoniques dépend de l'expérience et de la qualification de l'opérateur. Il existe une corrélation entre la vitesse ultrasonique et la résistance du béton conventionnel. Pour les bétons conventionnels, une vitesse ultrasonique de 3400 m/s correspond à une résistance du béton de l'ordre de 10 MPa (Tumendemberel & Baigalimaa, 2004; Turgut, 2004).

Les résultats obtenus pour la mesure du temps en µs et la vitesse ultrasonique en m/s indiquent la faible résistance des bétons testés comparée aux résultats des bétons conventionnels. L'essai ultrasonique est non destructif et pratique pour les mesures sur chantier comme au laboratoire du fait de son équipement portatif. Les résultats sont influencés par divers paramètres. Un

facteur de correction s'applique si les mesures s'effectuent sur des pièces mouillées. C'est un essai qui requiert du personnel expérimenté pour la réalisation des essais et l'interprétation des résultats. La densité et les variations des granulats, la cure du béton, l'humidité, sont entre autres des facteurs pouvant affecter les résultats des mesures ultrasoniques.

5.4 Efficacité de la stabilisation au ciment portland

La nouvelle notion de mesure de l'efficacité de la stabilisation au ciment introduite par Damineli et al. (2010) est exploitée par Van Damme et Houben (2017) dans une récente recherche sur la stabilisation au ciment portland dans la construction en terre. Cette notion, caractérisée par l'indice d'intensité du liant (bi), donne des valeurs de cet indice en fonction de différentes techniques de construction en terre (adobe, pisé, SCCC, BTC). La Figure 1.20 indique les valeurs moyennes approximatives des indices de 45, 35 et 15, respectivement pour l'adobe, le pisé et le SCCC.

Les valeurs des résistances obtenues à 28 jours permettent de déterminer l'indice d'intensité du liant (bi) selon la méthode d'évaluation donnée par Damineli et al. (2010). L'indice b_i est inversement proportionnel à la résistance à la compression et sa valeur minimale est plafonnée à 5 $kg.m^{-3}.MPa^{-1}$ selon Damineli et al. (2010) et Van Damme et Houben (2017). La valeur minimale de 5 $kg.m^{-3}.MPa^{-1}$ est respectée par tous les indices calculés pour les formulations stabilisées. Cela est conforme aux limites de l'indice b_i de la Figure 1.20. Les valeurs indiquées au Tableau 5.2 et relatives au béton de terre stabilisé prennent la même tendance que celles obtenues par Van Damme et Houben (2017) pour des techniques comme le pisé, les BTC et l'adobe avec une stabilisation au ciment portland. Seule la valeur de l'indice de la formulation SC-2r (F2) est beaucoup plus élevée comparée aux autres, (1077 vs 22 ou 64). Plus la résistance est faible, plus la valeur de l'indice est élevée. La valeur de la résistance de cette formulation est beaucoup plus faible que les résistances des autres formulations, (4,42 à 9,52 MPa). Cette formulation ne doit pas être recommandée vu sa faible résistance avec un taux de stabilisation élevé. L'indice de la formulation F5 (SMa) augmenterait si le metakaolin était compté comme liant.

Tableau 5.2 Valeurs des indices b_i

Formulations	Ciment (kg)	Volume béton (m^3)	Résistance (MPa)	bi ($kg.m^{-3}.MPa^{-1}$)
SC-1r (F1)	17,50	0,0799	4,42	50
SC-2r (F2)	16,35	0,0799	0,19	1077
Sar (F3)	0	0,0702	0,48	S.O.
NSr (F4)	0	0,0689	0,11	S.O.
SMa (F5)	16,39	0,0799	9,52	22
SC-3a (F6)	15,24	0,0799	4,48	43

Les valeurs de l'indice b_i montrent que la quantité de liant reste très élevée. Cette terre jaune stabilisée selon les normes canadienne ne peut pas ainsi être un argument pour réduire l'impact des changements climatiques. Par contre, l'enjeu environnemental plus important ici est la disponibilité des granulats de qualité. Les bons granulats à béton demandent l'exploitation de carrières qui ont un impact sur l'environnement. Il est aussi possible que les procédures standardisées des normes utilisent beaucoup de ciment. Ainsi, il serait intéressant de faire une étude sur l'optimisation de la granulométrie pour augmenter la résistance. Il serait aussi possible de réduire l'indice bi en utilisant une terre qui ne contient pas de matière organique. Ainsi, plusieurs avenues sont possibles pour améliorer le matériau de terre.

5.5 Techniques d'amélioration de la terre jaune

Tel qu'indiqué à la section 1.6.4, la stabilisation d'un sol au ciment portland a ses limites. À un moment donné, bien que le taux de stabilisation augmente, la résistance à la compression n'augmente plus. Le Tableau 1.1 indique des résultats de stabilisation au ciment portland obtenus par différents chercheurs (Burroughs, 2008), (Bahar et al., 2004), (Kenai, 2011), (Ezbakhe et al., 2001), (Dick & Krahn, 2015), (Jayasinghe & Mallawaarachchi, 2009), (Dahmen & Muñoz, 2015), (Raju & Reddy, 2015), (Reddy et al., 2015), (Wolf et al., 2015).

Pour des taux de stabilisation au ciment de 2 à 20 %, les résistances à la compression couramment obtenues sont de l'ordre de 2 à environ 10 MPa. Nos résultats sont dans le même ordre pour des taux de stabilisation plus élevés soit 22 % à 28 %. Toutefois, dans les études mentionnées au Tableau 1.1, le taux de stabilisation est choisi forfaitairement alors que dans la présente étude, on applique le processus de la méthode des volumes dédié normalement au béton conventionnel. Les résultats montrent que les normes du béton conventionnel ne peuvent pas s'appliquer de façon systématique sur le béton de terre comme l'ont déjà noté d'autres chercheurs.

La stabilisation de la terre ou l'amendement d'un sol doit répondre à un objectif précis. Avec l'ajout de ciment on vise en premier l'obtention de meilleures résistances. C'est l'objectif des formulations stabilisées au ciment du projet. Toutefois dans un souci de développement durable, certains chercheurs ne recommandent pas cette méthode de stabilisation au ciment. Van Damme et Houben (2017) préconisent par exemple l'amélioration de la granulométrie de la parie fine du matériau, processus permettant l'atteinte de bonnes résistances à la compression. L'amendement d'un sol par ajout d'un autre type de sol peut être fait dans ce sens. La formulation au metakaolin est une forme d'amendement du sol, bien que le metakaolin puisse être considéré comme un liant ce qui augmenterait l'indice b_i. Tel que déjà discuté dans les sections précédentes le metakaolin est ajouté au ciment portland pour forcer les réactions chimiques de ce dernier qui, avec la terre jaune étudiée n'aurait pu se faire adéquatement du fait de la forte présence de matières organiques. Pour Gernot (2000, pp. 43-53), on peut améliorer les caractéristiques de la terre par des traitements spéciaux ou des additifs minéraux naturels. Cette amélioration peut avoir pour effets, l'augmentation de la résistance, la réduction de la fissuration due au retrait, la lutte contre l'érosion, etc. Le processus d'amélioration d'un sol peut se révéler très couteux comparé aux travaux de construction à réaliser. L'utilisation d'un réducteur d'eau permettrait d'augmenter la performance en densifiant la terre (Ouellet-Plamondon et Habert, 2016).

CONCLUSION

Le secteur de la construction et en particulier la surconsommation du béton et du ciment contribuent aux changements climatiques du fait de la pollution générée. Les préoccupations environnementales favorisent ainsi l'utilisation de matériaux moins polluants et avec une empreinte écologique moindre comme le béton de terre.

L'**objectif général** de cette recherche était d'étudier la faisabilité technique de produire des mélanges en béton de terre jaune du Québec pour une utilisation dans la construction au Québec. Le programme expérimental développé à cette fin **a permis d'atteindre les trois objectifs spécifiques** suivants :

1° Caractériser la terre jaune

La terre jaune étudiée était composée de 4 % d'argile et de matière organique, de 8 % de silt, de 85 % de sable et de 3 % de gravier. Elle est donc constituée de sable et de traces d'argile, de silt et de graviers. Avec un coefficient d'uniformité (C_u) de 3,1, sa granulométrie est serrée et son module de finesse, par ailleurs, est 0,60. La matière organique à un taux élevé de l'ordre de 10 % dans la partie fine ne lui confère pas de bonnes propriétés pour confectionner un béton performant. Elle ne peut être recommandée pour la construction du fait de sa forte teneur en matières organiques et de son faible taux en argile.

2° Établir une formulation des mélanges appropriés

Six formulations pour la confection des bétons de terre ont été étudiées : F1 (SC1-1r), F2 (SC-2r), F3 (Sar), F4 (NSr), F5 (SMa) et F6 (SC-3a). À l'exception des formulations F3 (Sar) et F4 (NSr), elles sont stabilisées au ciment portland. La formulation F1 (SC1-1r) devrait rencontrer les exigences du chantier de construction de l'Insectarium de Montréal avec une résistance à la compression visée de 15 MPa à 28 jours. Le béton de terre est expérimenté à la

formulation F4 (NSr) en prenant comme constituants l'eau, la terre et les pierres naturelles. La formulation F3 (Sar) a été formulée avec l'argile comme liant à la place du ciment. Les formulations F1 (SC-1r) à F4 (NSr) ont été faites avec les pierres naturelles, alors que les formulations F5 (SMa) et F6 (SC-3a) ont été faites avec les pierres concassées. Le metakaolin a été utilisé dans la formulation F5 (SMa) pour amender la terre en augmentant la quantité de particules fines et réduisant la quantité de terre. Les éprouvettes des essais mécaniques ont été confectionnées à partir de ces six formulations.

3° Déterminer la résistance mécanique des bétons de terre confectionnés

Les résistances maximales sont obtenues à 56 jours. La meilleure résistance à 28 jours est de 9,52 MPa en utilisant du ciment, de la terre jaune, du metakaolin et des pierres concassées dans la formulation dénommée SMa (F5). Cela confirme que l'ajout du metakaolin a pour effet d'accélérer les réactions chimiques du ciment portland et d'améliorer par ailleurs les résistances du béton. Au-delà de 28 jours, les résistances continuent d'augmenter. Cela permet de conclure que la résistance maximale n'est pas obtenue à 28 jours comme pour le béton conventionnel. Par ailleurs les résistances à la compression obtenues en utilisant des pierres concassées sont supérieures à celles dans lesquelles les pierres naturelles ont été utilisées. Pour atteindre de bonnes résistances à la compression, il faut par ailleurs effectuer la phase d'échantillonnage des bétons de terre et celle de leur cure avec beaucoup d'attention en suivant les normes et procédures applicables. L'influence directe de la cure et de la température sur la résistance à la compression des bétons de terre a été relevée. La cure des éprouvettes de béton de terre doit se faire dans un milieu où la température est contrôlée. Il pourrait être envisagé de prolonger la durée de la cure finale au-delà du 28e jour compte tenu des caractéristiques de la terre jaune de ce projet. De futures recherches sur des matériaux similaires pourront permettre de valider cette disposition. La mesure de la vitesse ultrasonique sur des éprouvettes de béton de terre montre également que la vitesse augmente dans le temps. C'est le cas d'un béton de plus en plus résistant. Cependant, malgré cette augmentation, les vitesses restent faibles, comparativement aux vitesses des bétons conventionnels, indiquant les faibles résistances des bétons de terre.

La présente recherche est limitée à une étude de caractérisation de la terre jaune, de dosage de bétons de terre et de caractérisation mécanique des bétons de terre confectionnés. Les objectifs spécifiques du projet sont atteints. Les résultats obtenus documentent la terre jaune et serviront de point de de départ aux recherches futures sur la terre pour la construction au Québec. Toutefois pour des besoins de conception structurale, il est souhaitable de considérer la résistance à 56 jours au lieu de celle obtenue à 28 jours. Au Québec, le site guideperrier.ca, site d'information et de référence pour la construction d'habitats durables, écologiques et à haute efficacité énergétique recommande une résistance à la compression de 7 MPa pour des murs extérieurs porteurs en BTC. Si on se réfère à cette disposition, le béton de terre non stabilisé dont la résistance à 56 jours est 0,28 MPa peut être seulement utilisé pour les réparations des constructions en terre comme le pisé H_2O en France. Des tests de chargements peuvent également être faits sur des structures expérimentales en béton de terre (murs, poutres, etc.) pour déterminer la charge maximale et le mécanisme de rupture. Seuls les bétons des formulations SMa (F5) et SC-3a (F6) dont les résistances à la compression à 56 jours sont respectivement de 12,27 MPa et de 7,61 MPa pourraient servir à construire des murs structuraux au Québec, bien que ces résistances demeurent faibles. Leur taux de stabilisation en ciment portland élevé et la faible résistance peuvent être dus à la présence de matières organiques dans la terre. Il faut nécessairement retirer la matière organique avant les mélanges. Il devient essentiel d'identifier de la terre minérale pour de futurs essais. Parmi les formulations testées, le meilleur mélange serait la formulation F5 (SMa), mais elle consomme à la fois du ciment et du métakaolin, donc elle coûterait plus cher. En plus, si le métakaolin était considéré comme liant, l'indice b_i augmenterait. Dans le contexte du projet Insectarium, il faudrait dire que les pierres naturelles ne permettraient pas d'obtenir les résistances voulues. La formulation F6 (SC-3a) avec les pierres concassées serait la meilleure solution, mais il faudrait réduire les exigences de résistance à la compression. Ce mélange avait un affaissement de 25 mm. La cure humide s'est limitée à 28 jours, comme prescrit dans la norme, mais elle pourrait durer 56 jours pour améliorer la résistance. Ce mélange avait une résistance de 7.27 à 90 jours, ce qui reste supérieur à 7 MPa. Il serait possible de construire un bâtiment de 2 étages avec cette résistance.

Les essais réalisés et les résultats obtenus montrent que le béton de terre ne se conforme pas aux normes du béton traditionnel, particulièrement pour la terre utilisée comportant de la matière organique et les pierres naturelles rondes. Non seulement les pierres naturelles ne sont pas couramment utilisées dans le béton mais de plus leur taille allant jusqu'à un diamètre maximal de 50 mm ne permettent pas d'appliquer parfaitement la formulation de béton de terre dans le respect des normes en vigueur au Québec et pour des travaux courants de bâtiments. Les résistances obtenues en utilisant des pierres angulaires sont supérieures à celles obtenues avec les pierres naturelles.

Cette étude menée à partir d'un échantillon de terre jaune provenant de la sablière Les Sols Champlain à Mascouche reste une étude exploratoire. La variabilité des sols du Québec et particulièrement dans l'Île de Montréal nécessite la conduite de futures recherches pour la caractérisation de l'ensemble des sols souvent rencontrés et qui pourraient être utilisés dans les constructions en terre au Québec. La construction en terre dans l'ère moderne est toujours à ses débuts au Canada même si des pionniers en la matière ont commencé à s'intéresser à la promotion de l'architecture de terre et à la construction en terre.

La recherche sur la construction en terre présente un double avantage : construire à moindre coût en permettant ainsi l'accessibilité au logement et contribuer à la lutte contre le réchauffement de la planète pour laisser aux générations à venir un cadre de vie agréable tel que nous l'ont laissé nos devanciers.

Si la recherche sur la construction en terre n'est pas une pratique courante, sa conduite au Québec se justifie par le fait que les matériaux et les techniques de construction de même que l'environnement ne sont pas les mêmes dans tous les pays du monde. Les conclusions obtenues sur d'autres continents ne sont pas directement applicables dans le contexte Nord-américain et au Québec. L'appropriation de cette technologie et l'implication des décideurs politiques et des villes seraient déterminantes pour l'avancement de la recherche sur la question qui vise à terme le bien-être des populations. À voir les exemples réalisés par la compagnie Sirewall en

Colombie-Bristiannique, il semble possible d'innover avec la terre stabilisée isolée. Le défi devient de réduire la stabilisation en ciment.

Du point de vue environnemental, la stabilisation au ciment portland peut être remplacée par la stabilisation à l'argile contenue préférentiellement dans le matériau terre. Le contrôle de la granulométrie de la partie fine de la terre est dans ce cas une nécessité. Les résultats obtenus permettent d'espérer qu'avec d'autres types de terre contenant moins de matière organique, il serait possible d'atteindre des résistances plus élevées que celles de la présente étude et ce jusqu'à 56 jours.

La construction en terre ne vise pas à remplacer la construction avec les matériaux modernes (acier, bois, béton). Elle vise la construction d'un habitat économique comportant tout au moins deux étages en permettant par ailleurs de contribuer à la réduction des émissions de gaz carboniques générés par l'utilisation du ciment portland pour la stabilisation. Par contre, vu la teneur en ciment, la terre stabilisée testée n'est pas aussi économique que prévu.

Cette étude ouvre également l'opportunité d'utiliser des matériaux recyclés dans la construction. Ainsi, des terres décontaminées des contaminants peuvent trouver une utilisation dans l'industrie de la construction. La Ville de Montréal comporte plusieurs terrains contaminés et il n'est pas possible d'utiliser directement cette terre locale. Une fois décontaminée et bien séparée en classes granulométriques, cette terre pourrait être utilisée pour la construction.

Si les résultats obtenus à partir des matériaux du projet de l'Insectarium de Montréal sont en dessous de nos attentes ils auront le mérite de renseigner les autorités de la Ville de Montréal sur l'utilisation de cette terre pour le projet envisagé. Un prochain projet serait ainsi mieux orienté. La construction en terre reste tout de même une alternative prometteuse à la construction avec les granulats traditionnels que sont le sable et les pierres.

RECOMMANDATIONS

Les recommandations suivantes peuvent être faites :

Recommandations générales

- le territoire d'application de la recherche est dans un premier temps l'île de Montréal et ses environs. L'implication d'organismes tels que la Ville de Montréal, les entrepreneurs ou encore les professionnels du secteur de l'industrie de la construction s'avère indispensable. L'appui à la recherche ou le lancement de programmes expérimentaux de construction pourraient être effectué;

- la disponibilité de la terre pour les essais est une difficulté à résoudre, car les échantillons de sols ne peuvent être prélevés partout où on le souhaite sans autorisations administratives. L'étude réalisée par Dupuy (1999) sur la construction en blocs de terre stabilisée au Québec avait rencontré la même difficulté;

- la rédaction de normes par les autorités compétentes permettront d'encadrer la construction en terre au Canada et plus particulièrement au Québec;

- la terre jaune étudiée pourrait être utilisée pour la construction de murs non structuraux en béton de terre, une fois la matière organique enlevée.

Recommandations spécifiques

- choisir une terre minérale sans matière organique pour les futures recherches;

- faire une construction pilote en béton de terre exposée aux conditions réelles du climat québécois qui devra être suivie sur un long terme;

- faire des tests de chargement pour déterminer la charge et le mécanisme de rupture pour des applications de structures spécifiques (murs, murets, etc.);

- étudier le contrôle de la résistance à la compression du béton de terre stabilisé à 56 jours;

- prolonger la cure finale du béton de terre stabilisée au-delà du 28e jour, du moins pour un sol contenant de la matière organique, et sa résistance à la compression contrôlée à 56 jours;

- pour de faibles résistances à la compression, inférieures à 15 MPa, il est préférable de déterminer forfaitairement le taux de stabilisation en ciment, car le processus de la méthode des volumes utilise des résistances en compression spécifiées plus élevées parce qu'elle s'applique au béton conventionnel dont les résistances à la compression courantes sont de l'ordre de 20 à 30 MPa pour les travaux courants de construction;

- utiliser un réducteur d'eau, s'il y a lieu, pour assurer la fluidité et augmenter la résistance à la compression;

- pour les mesures ultrasoniques, faire des mesures à partir de 28 jours pour tous les mélanges.

ANNEXE I

SOLS DE MONTREAL

Figure-A I-1 Carte des sols de Montréal
Commission géologique du Canada-Carte 1426 A

ANNEXE II

FICHES TECHNIQUES DE LA TERRE JAUNE

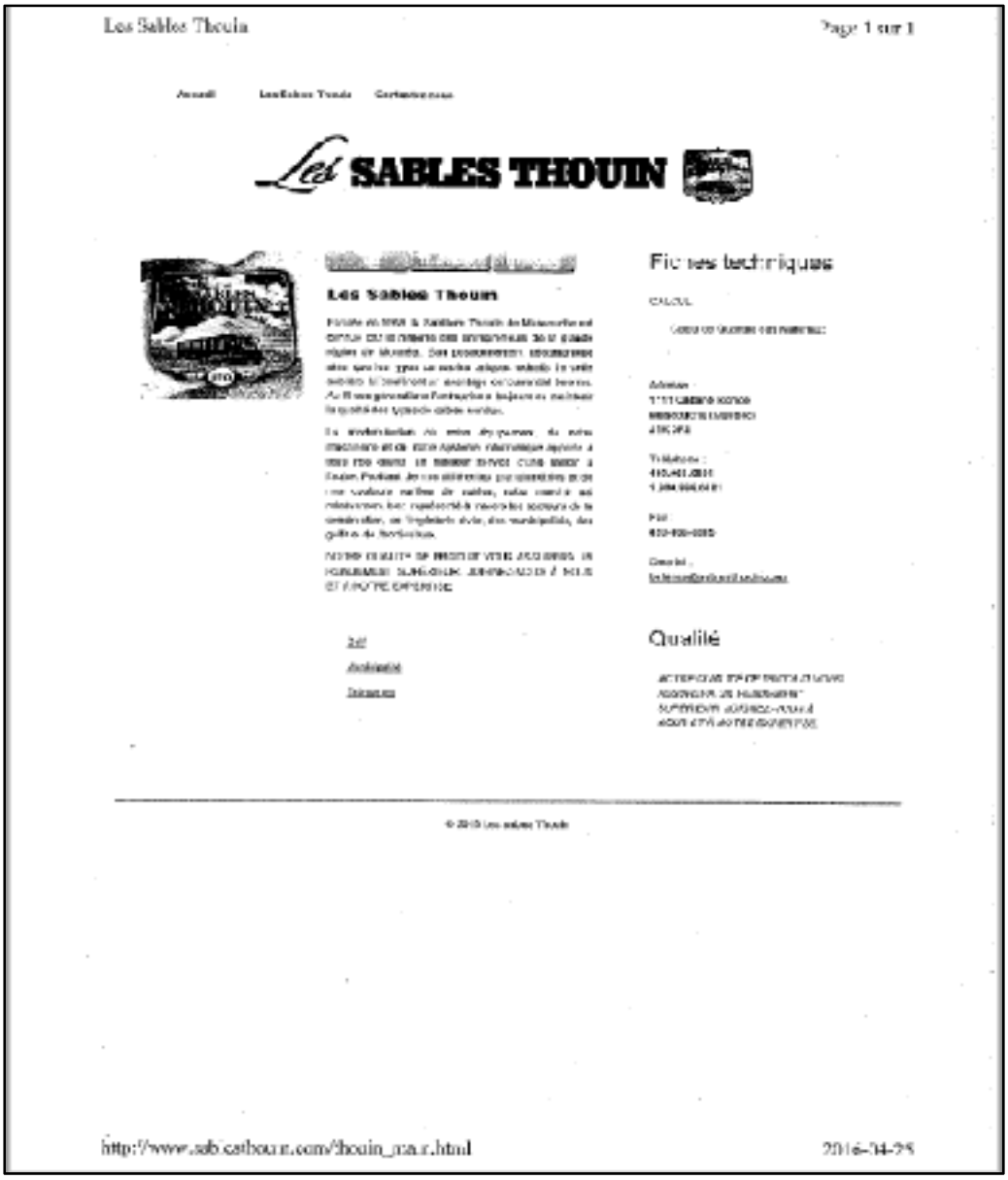
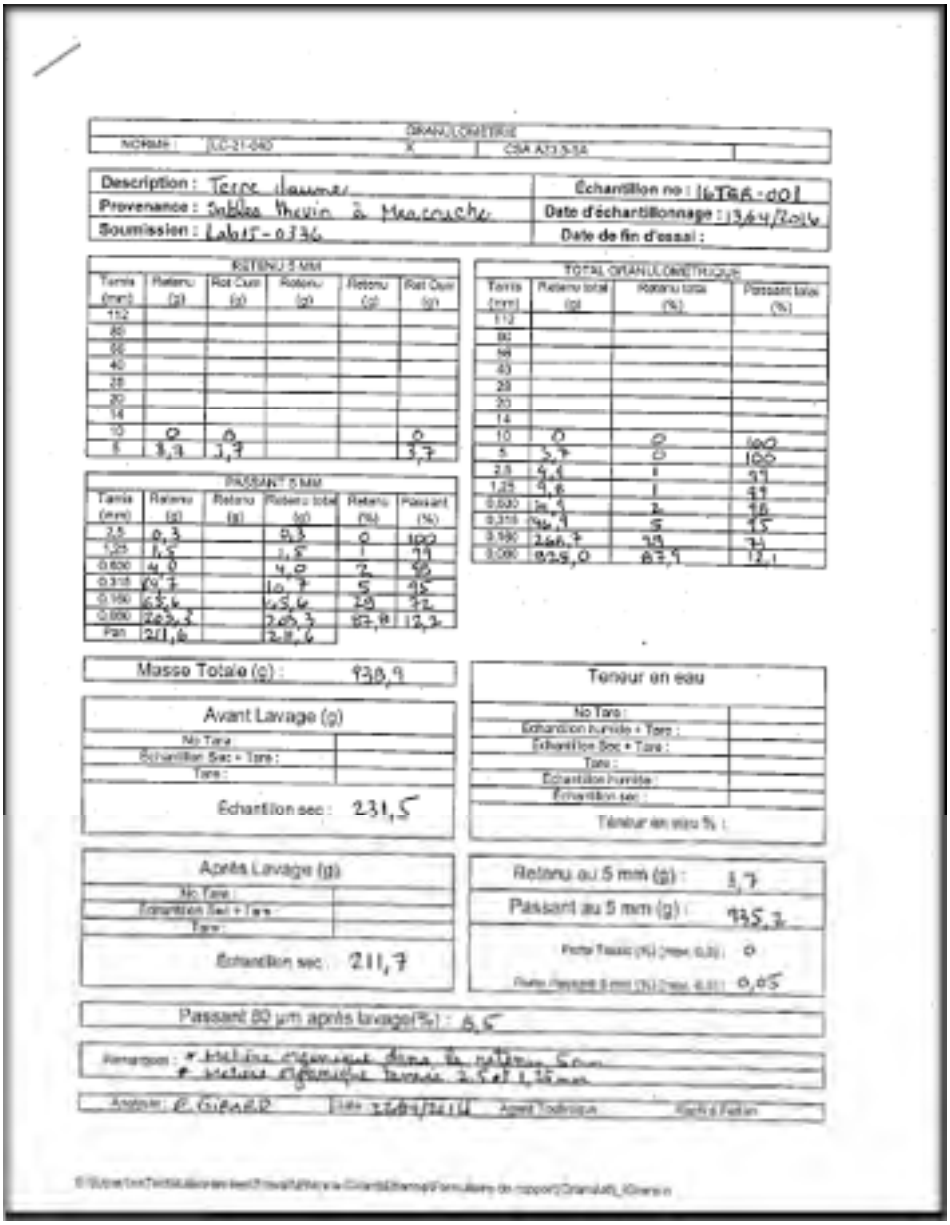


Figure-A II-1 Fiche technique les Sables Thouin



GRANULOMÉTRIE

NORME : LC-21-040 X CSA A23.3-3A

Description : Terre jaune	Échantillon no : 16TGR-001
Provenance : Sables Thevin à Mercouche	Date d'échantillonnage : 13/04/2016
Soumission : Lab15-0336	Date de fin d'essai :

RETENU 5 MM

Tamis (mm)	Retenu (g)	Rot Cum (g)	Retenu (g)	Retenu (g)	Rot Cum (g)
112					
80					
56					
40					
28					
20					
14					
10	0	0			0
5	3,7	3,7			3,7

PASSANT 5 MM

Tamis (mm)	Retenu (g)	Retenu (g)	Retenu total (g)	Retenu (%)	Passant (%)
2,5	0,3		0,3	0	100
1,25	1,5		1,5	1	99
0,630	4,0		4,0	2	98
0,315	10,7		10,7	5	95
0,160	65,6		65,6	29	72
0,080	203,3		203,3	87,8	12,2
Pan	211,6		211,6		

TOTAL GRANULOMÉTRIQUE

Tamis (mm)	Retenu total (g)	Retenu total (%)	Passant total (%)
112			
80			
56			
40			
28			
20			
14			
10	0	0	100
5	3,7	0	100
2,5	4,1	1	99
1,25	9,8	1	99
0,630	14,5	2	98
0,315	46,9	5	95
0,160	268,7	29	71
0,080	825,0	87,9	12,1

Masse Totale (g) : 938,9

Avant Lavage (g)

No Tare :	
Échantillon Sec + Tare :	
Tare :	

Échantillon sec : 231,5

Teneur en eau

No Tare :	
Échantillon humide + Tare :	
Échantillon Sec + Tare :	
Tare :	
Échantillon humide :	
Échantillon sec :	

Teneur en eau % :

Après Lavage (g)

No Tare :	
Échantillon Sec + Tare :	
Tare :	

Échantillon sec : 211,7

Retenu au 5 mm (g) : 3,7

Passant au 5 mm (g) : 935,2

Perte Tassic (%) (max. 0,3) : 0

Perte Passant 5 mm (%) (max. 0,3) : 0,05

Passant 80 µm après lavage(%) : 8,5

Remarques : * Matière organique dans le retenu 5 mm
* Matière organique terrain 2,5 et 1,25 mm

Analyste : E. GIRARD Date : 22/04/2016 Agent Technique Rapport Fiction

Figure-A II-2 Analyse granulométrique de la terre jaune

ANNEXE III

FICHES TECHNIQUES DES PIERRES CONCASSÉES

bomix

FICHE TECHNIQUE GRANULAT

2022V30 Pierre 1/4

Calibre: 5-10 mm

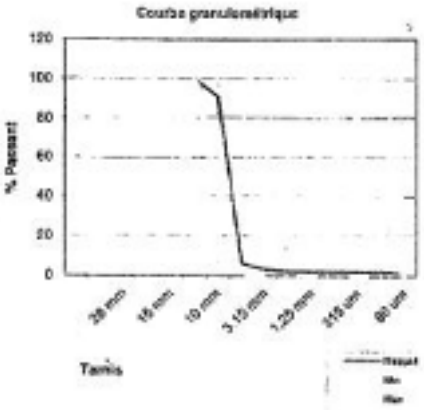
Produit : 3010

Type: Granulats concassés

Granulométrie

Tamis	Mesuré**	Exigences	
		Min	Max
28 mm			
20 mm			
16 mm			
14 mm	100	100	
10 mm	31	85	100
5mm	6	0	20
3.15 mm	3		
2.50 mm	2	0	5
1.25 mm	2		
630 um	2		
315 um	2		
160 um	2		
80 um	1.5	0	1.5

** % total passant



Caractéristiques physiques

*Micro-Deval LC 21-070 (Grade C)	28.5%		
*Los Angeles LC 21-400 (Grade C1)	25.2%		
*MD + LA Norme 2101	54.7%		
**Densité LC 21-067	2.689		
**% Absorbtion LC 21-067	0.96%		
*Particules plates LC 21-265	35.6%		
*Particules allongés LC 21-265	31.1%		
*Masse volumique tassée LC 21-060	1528 kg/m³		

Remarques:

**Les essais de densité et d'absorption ont été effectués en février 2011.

Figure-AIII-1 Pierres 5/10 (1/4’’)

bomix

Calibre:	10-14 mm
# Produit :	3614
Type:	Granulats c

Granulométrie[1]

Tamis	Mesuré
28 mm	
20 mm	
16 mm	100
14 mm	94
10 mm	29
5mm	4
3,15 mm	3
2,50 mm	2
1,25 mm	2
630 um	2
315 um	2
160 um	2
80 um	0,9

** % total passant

Caractéristiques physi

*Micro-Deval LC 21-070 (Grade C)
*Los Angeles LC 21-400 (Grade B2)
*MD + LA Norme 2101
**Densité LC 21-067
**% Absorbtion LC 21-067
*Particules plates LC 21-265
*Particules allongées LC 21-265
*Masse volumique tass LC 21-060

Remarques:

[1] La granulométrie mesuré

** Les essais de densité et d

Figure-AIII-2 Pierres 10/14 (1/2’’)

bomix

Calibre:	14/20 mm
# Produit :	3620
Type:	Granulats c

Granulométrie(1)

Tamis	Mesure
20 mm	90
14 mm	10
10 mm	2
5mm	1
3,15 mm	1
2,50 mm	1
1,25 mm	1
630 um	1
315 um	1
160 um	1
80 um	0,7

** % total passant

Caractéristiques physic

Micro-Deval	
LC 21-070 (Grade B)	
*Los Angeles	
LC 21-400 (Grade B)	
*MD + LA	
Norme 2101	
*Particules plates	
LC 21-265	
*Particules allongés	
LC 21-265	
*Masse volumique bru	
LC 21-050	

Remarques:

(1) La granulométrie mesure c

Figure-AIII-3 Pierres 14/20 (3/4’’)

ANNEXE IV

TENEUR EN EAU

ÉTS
Le génie pour l'industrie

LABORATOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLS
Détermination de la teneur en eau

Identification: _____ Provenance : SABLES THOUNÀ MASCOUCHE__
Localisation: _____ Manipulateurs : SORO NAHOUO_____
Date: _30_/05__/2016__/ Notes : _____

Norme ASTM D 2216
CAN/BNQ
2501-092

	Essai n°1	Essai n°2	Essai n°3	Essai n°4	Essai n°5	Essai n°6	Essai n°7	Essai n°8	Essai n°9	Essai n°10	Essai n°11
Tare N°	MD444	T-2	A-21	EQ-05-01	B-13	Z-3	AB	Y3	TE-01	AF-23	S4
Masse de la tare (g)	110.36	113,63	152.67	189.4	110.8	166.91	166,38	109.3	112.94	109,69	167,6
Masse sol humide + tare (g)	1320.57	1232.98	1318.98	1291,7	1228.12	1331.3	1170.88	1255.82	1170,71	1313.35	1165,14
Masse sol sec + tare (g)	1054,45	989,05	1065.90	1054,59	985.95	1079.16	945,07	1003,05	933,00	1053,00	940,23
Masse d'eau (g)	266.12	243.93	253.08	237.11	242.17	252.14	225.81	252.77	237,71	260.35	224.91
Masse sol sec (g)	944,09	875.42	913,23	865.19	875,15	912,25	778,69	893,75	820,06	943,31	772,63
Teneur en eau (W%)	28.19	27.86	27,71	27.41	27.67	27.64	29,00	28.28	28.99	27,60	29.11

	WL(%)
Teneur moyenne en eau (W%)	28,13
Ecart -type	0,63

Figure-A IV-1 Résultats des essais de teneur en eau de la terre jaune

ANNEXE V

ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES PAR TAMISAGE

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE (Série R-20)							
Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : Mécanique des sols		Description du matériau : Terre jaune			Lavé par :	
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date :					Sondage N° :	
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :		Provenance : Sables Thouin à Mascouches			Échantillon N° : A	
Vérifié par :	Date :					Profondeur : N/A	
ÉTS Le génie pour l'industrie	Tamis (mm)	Masse du sol retenue sur tamis (g)	% retenu sur tamis		% retenu cumulatif	% passant	Remarques
	112						
	80						
Masses utilisées (g)	56						
Masse totale : 3051,6	40						
Masse < 5 mm avant lavage : 317,31	31,5						
Masse < 5 mm après lavage : 278,65	28						
(A) Masse passant 0,080 mm au lavage : 38,66	20	0	0				
(B) Masse récupérée dans la panne : 7,58	14	0	0		0	100	
(C) Masse totale < 0,080 mm : 46,24	10	16,98	0,56		0,56	99,44	
Masse < 5 mm après lavage : 278,65	5	19,61	0,64		1,20	98,80	
Masse < 5 mm après lavage tamisage : 279,05	2,5	0,64	0,20	0,20	1,40	98,60	
% de perte après tamisage : 0,4 g soit 0,14 %	1,25	3,35	1,06	1,04	2,44	97,56	
% de perte maximum = 0,2 %	0,63	7,74	2,44	2,41	4,85	95,15	
Norme	0,315	18,61	5,86	5,79	10,65	89,35	
BNQ	0,16	101,19	31,89	31,51	42,15	57,85	
ASTM	0,08	139,94	44,10	43,57	85,73	14,27	
Autre :	Panne	7,58	46,24	14,57	14,40	100,12	-0,12
		(B)	(C)=	(A) + (B)			
Module de finesse	0,63						

Figure-A V-1 Analyse granulométrique de la terre jaune, échantillon A

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE (Série R-20)

Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : Mécanique des sols	Description du matériau : Terre jaune	Lavé par :
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date :		Sondage N° :
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :	Provenance : Sables Thouin à Mascouches	Échantillon N° : B
Vérifié par :	Date :		Profondeur : N/A

ÉTS
Le génie pour l'industrie

	Tamis (mm)	Masse du sol retenue sur tamis (g)		% retenu sur tamis		% retenu cumulatif	% passant	Remarques
	112							
	80							
Masses utilisées (g)	56							
Masse totale : 2887,8	40							
Masse < 5 mm avant lavage : 325,65	31,5							
Masse < 5 mm après lavage : 294,67	28							
(A) Masse passant 0,080 mm au lavage : 30,98	20	0		0				
(B) Masse récupérée dans la panne : 16,02	14	0		0		0	100	
(C) Masse totale < 0,080 mm : 47,00	10	16,00		0,55		0,55	99,45	
Masse < 5 mm après lavage : 294,67	5	21,37		0,74		1,29	98,71	
Masse < 5 mm après lavage tamisage : 294,60	2,5	0,31		0,10	0,09	1,39	98,61	
% de perte après tamisage : 0,07 g soit 0,02 %	1,25	2,32		0,71	0,70	2,09	97,91	
% de perte maximum = 0,2 %	0,63	6,23		1,91	1,89	3,98	96,02	
Norme	0,315	16,73		5,14	5,07	9,05	90,95	
BNQ	0,16	95,92		29,45	29,07	38,12	61,88	
ASTM	0,08	157,07		48,23	47,61	85,73	14,27	
Autre :	Panne	16,02	47	14,43	14,25	99,98	0,02	
		(B)	(C)=	(A) + (B)				
Module de finesse	0,56							

Figure-A V-2 Analyse granulométrique de la terre jaune, échantillon B

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE (Série R-20)

Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : Mécanique des sols	Description du matériau : Terre jaune	Lavé par :
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date :		Sondage N° :
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :	Provenance : Sables Thouin à Mascouches	Échantillon N° : C
Vérifié par :	Date :		Profondeur : N/A

ÉTS
Le génie pour l'industrie

	Tamis (mm)	Masse du sol retenue sur tamis (g)		% retenu sur tamis		% retenu cumulatif	% passant	Remarques
	112							
	80							
Masses utilisées (g)	56							
Masse totale : 2749,9	40							
Masse < 5 mm avant lavage : 331,66	31,5							
Masse < 5 mm après lavage : 300,49	28							
(A) Masse passant 0,080 mm au lavage : 31,17	20	0		0				
(B) Masse récupérée dans la panne : 16,35	14	0		0		0	100	
(C) Masse totale < 0,080 mm : 47,52	10	8,72		0,32		0,32	99,68	
Masse < 5 mm après lavage : 300,49	5	17,37		0,63		0,95	99,05	
Masse < 5 mm après lavage tamisage : 300,44	2,5	0,6		0,18	0,18	1,13	98,87	
% de perte après tamisage : 0,05 g soit 0,016 %	1,25	2,11		0,64	0,63	1,76	98,24	
% de perte maximum = 0,2 %	0,63	5,42		1,63	1,62	3,38	96,62	
Norme	0,315	15,32		4,61	4,58	7,95	92,05	
BNQ	0,16	102,22		30,82	30,53	38,48	61,52	
ASTM	0,08	158,42		47,77	47,31	85,79	14,21	
Autre :	Panne	16,35	47,52	14,33	14,19	99,99	0,01	
		(B)	(C)=	(A) + (B)				
Module de finesse	0,54							

Figure-A V-3 Analyse granulométrique de la terre jaune, échantillon C

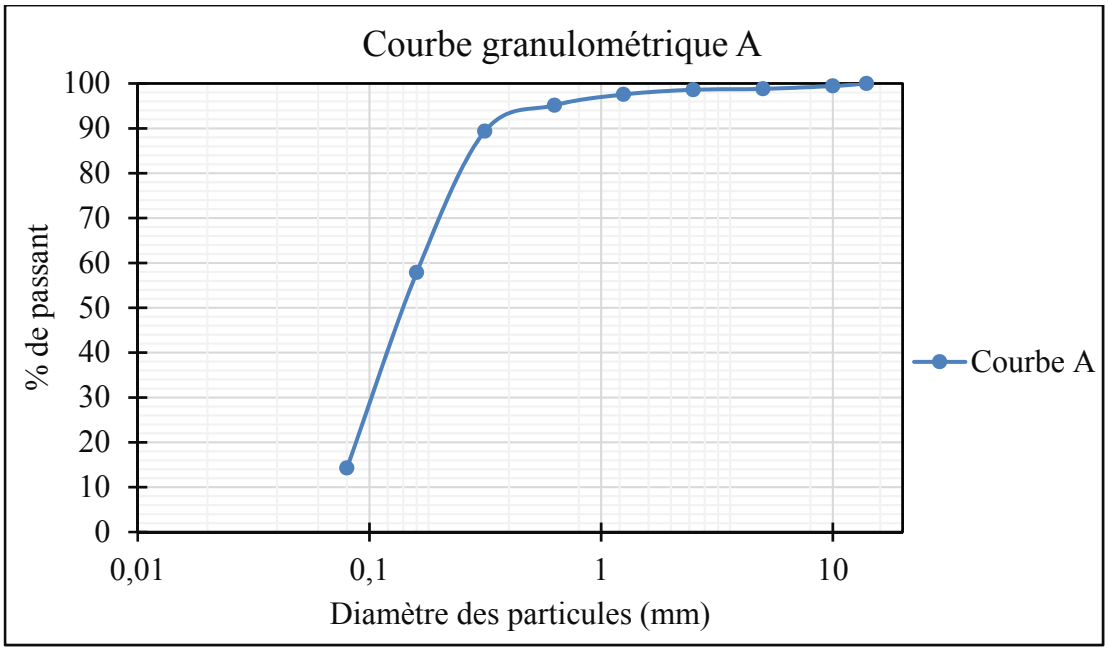


Figure-A V-4 Courbe granulométrique échantillon A

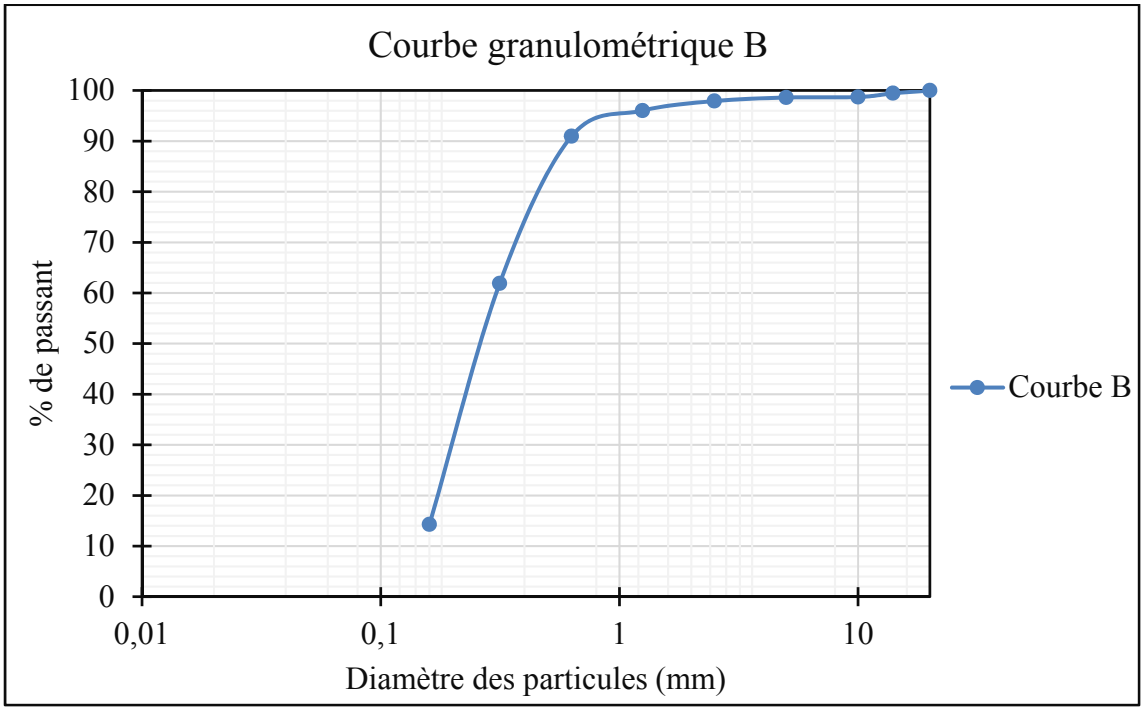


Figure-A V-5 Courbe granulométrique échantillon B

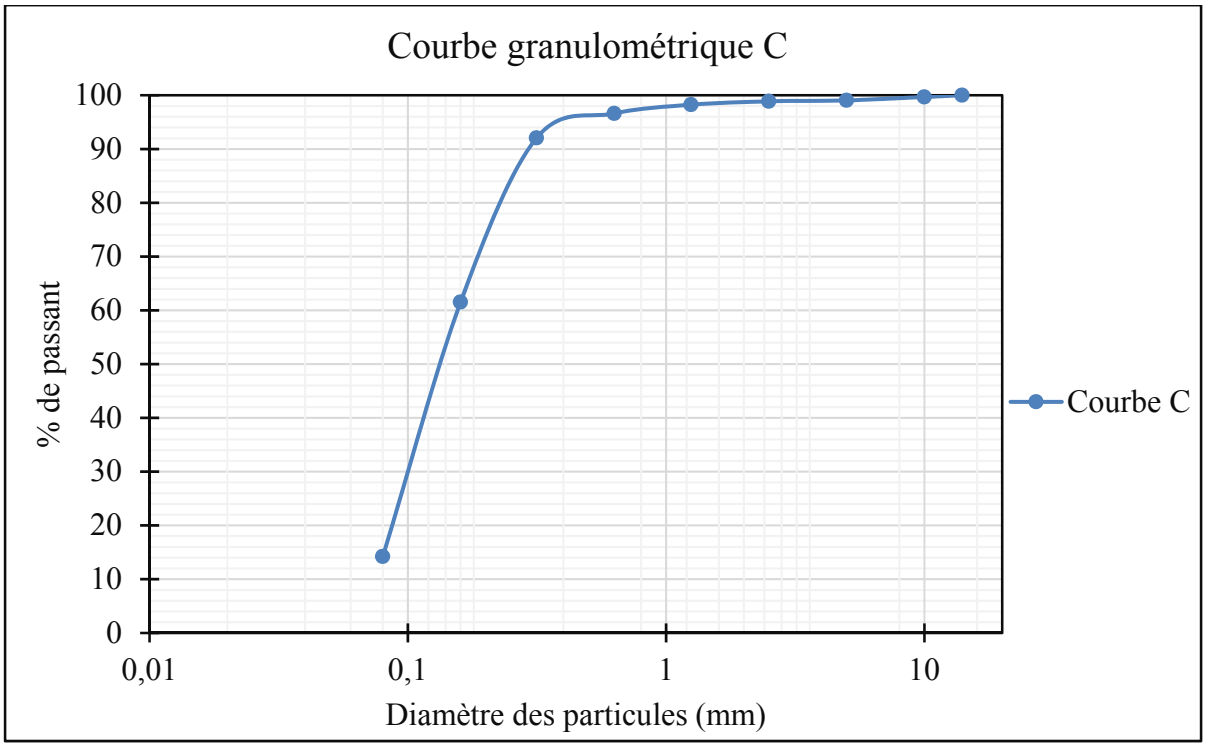


Figure-A V-6 Courbe granulométrique échantillon C

ANNEXE VI

ANALYSES SÉDIMENTOMÉTRIQUES DE LA TERRE JAUNE

ÉTS
Le génie pour l'industrie

Analyse granulometrique par sedimentation

Projet : Mémoire SORO		Provenance: Sables Thouin à Mascouches	
Analysé par : SORO NAHOUO		Date : 15 / 06 /2016	
Échantillonné par : SORO NAHOUO		Date : 14 / 06 : 2016	
Hydromètre 152 H N° : 712034	Correction du ménisque (cm): 1	Tamis d'écrêtement (mm) : 2 mm	
Gs (solides): 2,65	Correction hygroscopique (Ch): 1	Msa : 92,32 (g)	Ms : 91,37 (g)
Facteur a (Tableau 3) : 1	Description : Teneur en eau = 1,0256 %		

HEURE	Temps écoulé (t) (min)	Température (°C)	Lecture Hydromètre (Ra)	Correction combinée (Cc)	Lecture Hydromètre corrigée (Rc=Ra-Cc)	Lecture Hydromètre Corrigée ménisque (R=Rc+Cm)	(L) à partir du tableau (3)	L/t (t=temps)	K tableau (4)	Diamètre (mm) KxL/t	% Passant (axRc/Ms)x100
10H25	0										
	15sec										
	30sec										
10H26	1	22,80	14,00	4,5	9,50	15	13,80	3,715	0,013	0,0491	10,3973
10H27	2	22,80	13,00	4,5	8,50	14	14,00	2,646	0,013	0,0350	9,3028
10H30	5	22,80	12,00	4,5	7,50	13	14,20	1,685	0,013	0,0223	8,2084
10H40	15	22,80	11,50	4,5	7,00	12,5	14,25	0,975	0,013	0,0129	7,6612
10H55	30	22,90	11,00	4,5	6,50	12	14,30	0,690	0,013	0,0091	7,1139
11H25	60	22,90	11,00	4,5	6,50	12	14,30	0,488	0,013	0,0064	7,1139
12H25	120	22,90	9,00	4,5	4,50	10	14,70	0,350	0,013	0,0046	4,9250
14H25	240	22,80	8,50	4,5	4,00	9,5	14,75	0,248	0,013	0,0033	4,3778
18H25	480	22,80	8,50	4,5	4,00	9,5	14,75	0,175	0,013	0,0023	4,3778
10H25	1440	22,20	8,00	5	3,00	9	14,80	0,101	0,013	0,0013	3,2834

Remarques:

Figure-A VI-1 Analyse sédimentométrique de la terre jaune, échantillon A

ÉTS Le génie pour l'industrie

Analyse granulometrique par sedimentation

Projet : Mémoire SORO		Provenance: Sables Thouin à Mascouches	
Analysé par : SORO NAHOUO		Date : 15 / 06 / 2016	
Échantillonné par : SORO NAHOUO		Date : 14 / 06 / 2016	
Hydromètre 152 H N° : 712034	Correction du ménisque (cm) : 1	Tamis d'écrêtement (mm) : 2 mm	
Gs (solides) : 2,65	Correction hygroscopique (Ch) : 1	Msa : 93,70 (g)	Ms : 92,75 (g)
Facteur a (Tableau 3) : 1	Description : Teneur en eau = 1,0152 %		

HEURE	Temps écoulé (t) (min)	Température (°C)	Lecture Hydromètre (Ra)	Correction combinée (Cc)	Lecture Hydromètre corrigée (Rc=Ra-Cc)	Lecture Hydromètre Corrigée ménisque (R=Ra+Cm)	(L) à partir du tableau (3)	L/t (t=temps)	K tableau (4)	Diamètre (mm) KxL/t	% Passant (axRc/Ms)x100
10H32	0										
	15sec										
	30sec										
10H33	1	23,40	13,00	4,5	8,50	14	14,00	3,742	0,013	0,0491	9,1644
10H35	2	23,40	12,00	4,5	7,50	13	14,20	2,665	0,013	0,0350	8,0863
10H37	5	23,50	11,50	4,5	7,00	12,5	14,25	1,688	0,013	0,0221	7,5472
10H47	15	23,60	11,50	4,5	7,00	12,5	14,25	0,975	0,013	0,0127	7,5472
11H02	30	23,60	11,00	4,5	6,50	12	14,30	0,696	0,013	0,0090	7,0081
11H32	60	23,50	10,50	4,5	6,00	11,5	14,40	0,490	0,013	0,0064	6,4690
12H32	120	23,30	9,50	4,5	5,00	10,5	14,60	0,349	0,013	0,0046	5,3908
14H32	240	23,00	9,00	4,5	4,50	10	14,70	0,247	0,013	0,0033	4,8518
18H32	480	22,70	9,00	5	4,00	10	14,70	0,175	0,013	0,0023	4,3127
10H32	1440	22,20	8,50	4,5	4,00	9,5	14,75	0,101	0,013	0,0013	4,3127

Remarques:

Figure-A VI-2 Analyse sédimentométrique de la terre jaune, échantillon B

ÉTS

Le génie pour l'industrie

Analyse granulometrique par sedimentation

Projet : Mémoire SORO		Provenance: Sables Thouin à Mascouches	
Analysé par : SORO NAHOUO		Date : 15 / 06 / 2016	
Échantillonné par : SORO NAHOUO		Date : 14 / 06 / 2016	
Hydromètre 152 H N° : 712084	Correction du ménisque (cm) : 1	Tamis d'écrêtement (mm) : 2 mm	
Gs (solides) : 2,65	Correction hygroscopique (Ch) : 1	Mca : 94,26 (g)	Ms : 93,40 (g)
Facteur a (Tableau 3) : 1	Description : Teneur en eau = 0,91638 %		

HEURE	Temps écoulé (t) (min)	Température (°C)	Lecture Hydromètre (Ra)	Correction combinée (Cc)	Lecture Hydromètre corrigée (Rc=Ra-Cc)	Lecture Hydromètre Corrigée ménisque (R=Ra+Cm)	(L) à partir du tableau (3)	L/t (t=temps)	K tableau (4)	Diamètre (mm) KxL/t	% Passant (axRc)/Ms)x100
10H51	0										
10H52	1	23,80	12,50	4,5	8,00	13,5	14,10	3,755	0,013	0,0490	8,5653
10H53	2	23,80	12,00	4,5	7,50	13	14,20	2,665	0,013	0,0347	8,0300
10H56	5	23,80	11,50	4,5	7,00	12,5	14,25	1,688	0,013	0,0220	7,4946
11H06	15	23,40	10,50	4,5	6,00	11,5	14,40	0,980	0,013	0,0129	6,4240
11H21	30	23,50	10,50	4,5	6,00	11,5	14,40	0,693	0,013	0,0091	6,4240
11H51	60	23,40	10,00	4,5	5,50	11	14,50	0,492	0,013	0,0064	5,8887
12H51	120	23,30	9,50	4,5	5,00	10,5	14,60	0,349	0,013	0,0046	5,3533
14H51	240	23,00	9,00	4,5	4,50	10	14,70	0,247	0,013	0,0033	4,8180
18H51	480	22,70	8,50	4,5	4,00	9,5	14,75	0,175	0,013	0,0023	4,2827
10H51	1440	22,20	8,00	4,5	3,50	9	14,80	0,101	0,013	0,0013	3,7473

Remarques:

Figure-A VI-3 Analyse sédimentométrique de la terre jaune, échantillon C

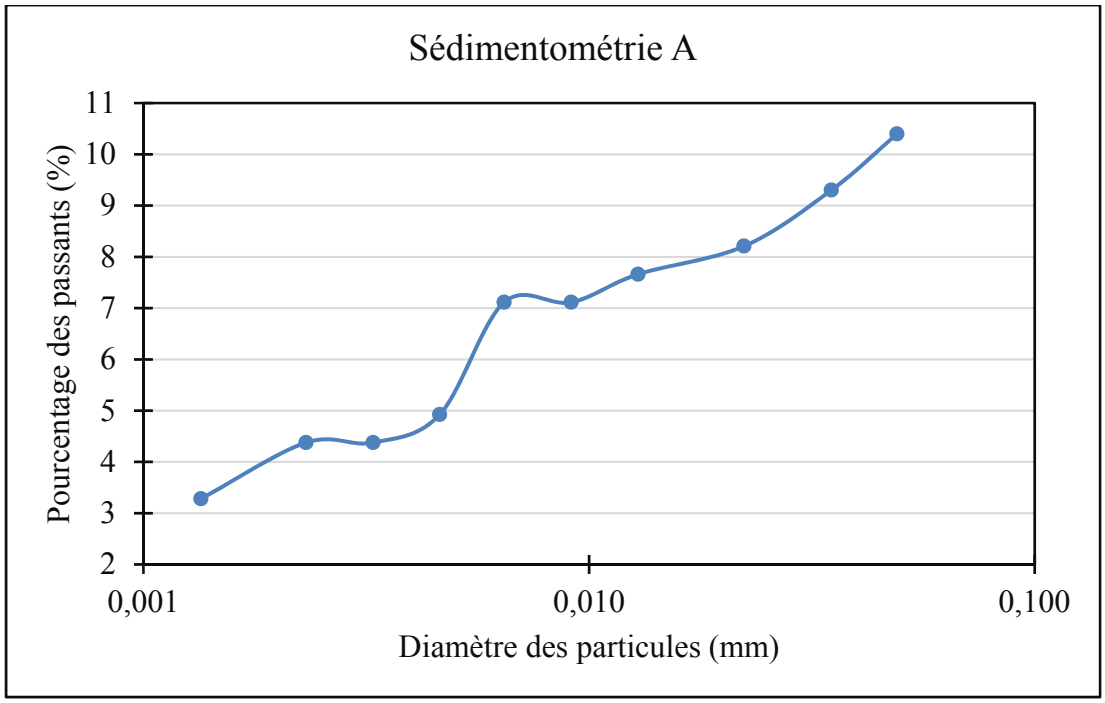


Figure-A VI-4 Courbe sédimentométrique A

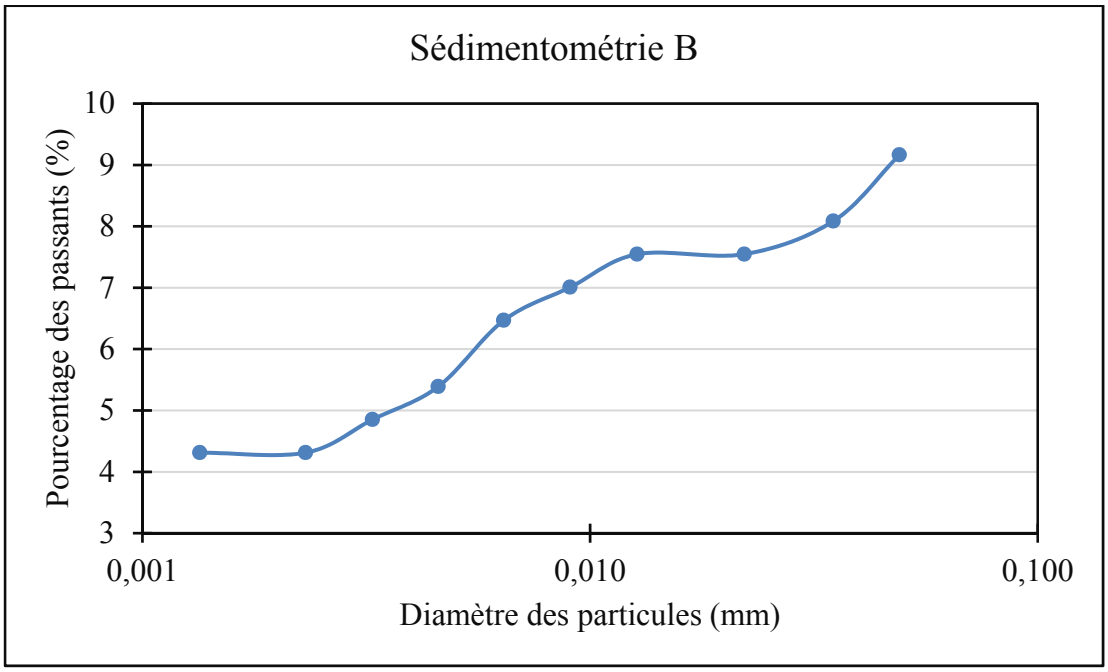


Figure-A VI-5 Courbe sédimentométrique B

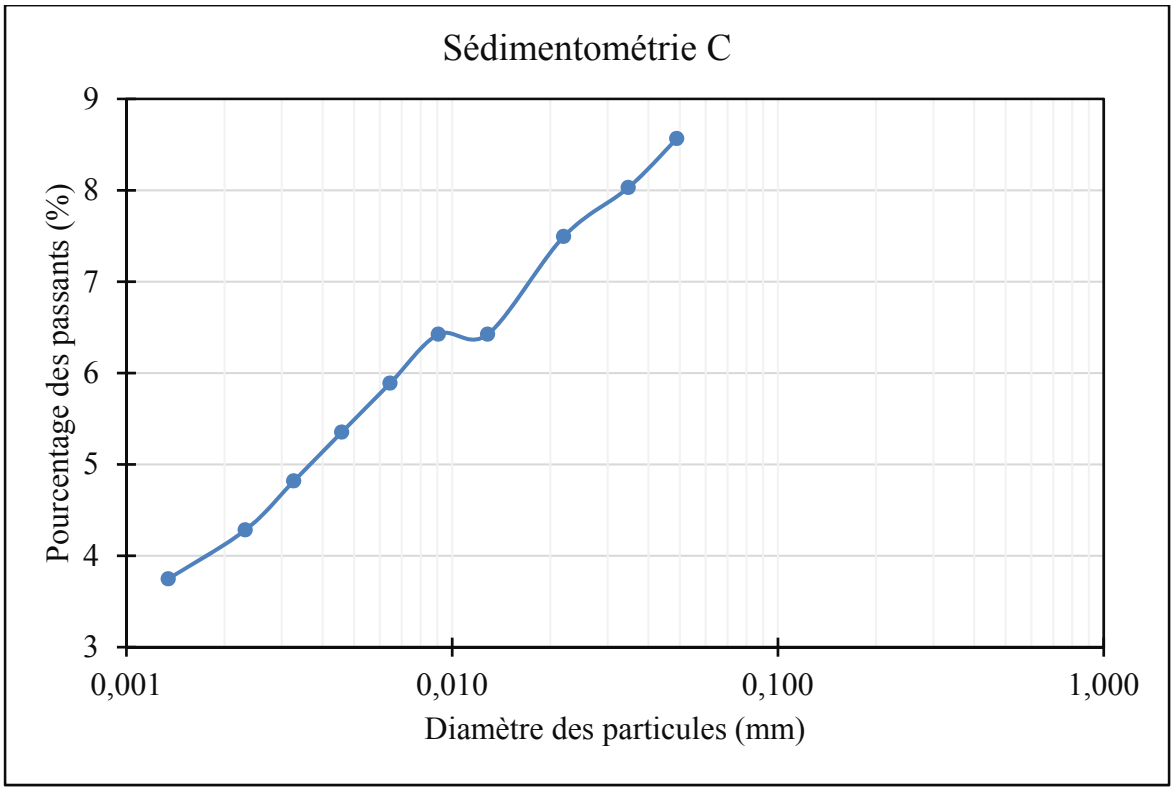


Figure-A VI-6 Courbe sédimentométrique C

ANNEXE VII

MATIÈRES ORGANIQUES

MATIERES ORGANIQUES			
Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : laboratoire de bitume	Description du matériau : Terre jaune	Lavé par :
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date : 29 / 07 / 2016		Sondage N° :
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :	Provenance : Sables Thouin à Mascouches	Échantillon N° :
Vérifié par :	Date :		Profondeur : N/A

Tamisat 5 mm			
Tare n°	A	B	C
Masse de la tare Po (g)	16,521	20,704	18,936
Masse de la tare + sol P1 (g)	27,314	31,207	31,222
Masse de la tare + cendres P2 (g)	26,751	30,798	30,695
% M.O.	5,216	3,894	4,289
Moyenne	4,467		
Écart type	2,301		

Tamisat 2 mm			
Tare n°	A	B	C
Masse de la tare Po (g)	18,134	20,7	16,511
Masse de la tare + sol P1 (g)	31,673	33,516	26,653
Masse de la tare + cendres P2 (g)	31,139	32,975	26,267
% M.O.	3,944	4,221	3,806
Moyenne	3,990		
Écart type	2,003		

Tamisat 80 µm			
Tare n°	A	B	C
Masse de la tare Po (g)	18,92	18,141	18,35
Masse de la tare + sol P1 (g)	29,883	28,779	30,07
Masse de la tare + cendres P2 (g)	28,672	27,596	28,948
% M.O.	11,046	11,121	9,573
Moyenne	10,580		
Écart type	5,338		

Figure-A VII-1 Détermination de la présence de matières organiques

ANNEXE VIII

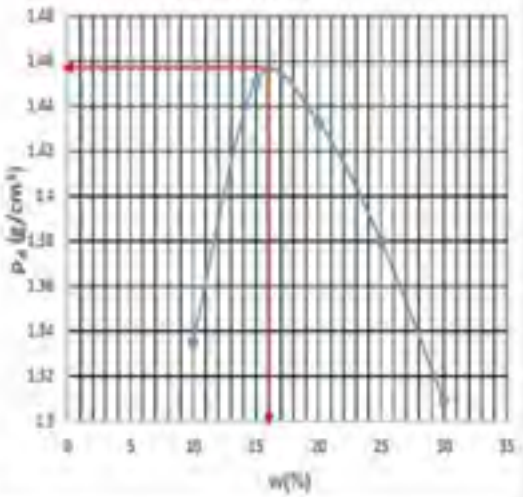
ESSAI PROCTOR

ÉTS

Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique

Projet : Mémoire SORO	
Provenance :	
Chaînage :	
Échantillonné par : SORO NAHOUO	
07/07/2016	
Échantillon N° :	
Analysé par :	
Date :	
Description de l'échantillon :	

Courbe Proctor



Caractéristiques de l'essai

normal		A	B	C	D	modifié	
25	56	coups / couches				25	56
3		couches				5	
2490		marteau (kg)				4535	
305		chute (mm)				457	
944		volume du moule (cm3)				944	
2124						2124	

Densité du sol sec Gs (g/cm3) :					
% retenu sur tamis 20 mm :					
% retenu sur tamis 5 mm :	pdmax (g/cm3) :	1,455		Wopt(%):	16
Teneur en eau estimée (%)	10%	15%	20%	25%	30%
Masse du moule (g)	4332,1	4332,1	4332,1	4332,1	4332,1
Masse du sol humide + moule Mh (g) :	5716,5	5903,4	5948,8	5948,6	5919,1
Masse du sol humide (g) :	1384,4	1571,3	1616,7	1616,5	1587
Volume du moule V (cm3)	933	933	933	933	933
Masse volumique du sol humide ph(g/cm3)	1,484	1,684	1,733	1,733	1,701
masse volumique du sol sec pd (g/cm3) estimée	1,349	1,464	1,444	1,386	1,308
Tare N° :	E07	A48	A46	A39	B21
Masse de la tare (g)	109,9	137,3	164	167	166,7
Masse sol humide +tare (g)	511,7	743,7	654,8	857,3	807
Masse sol sec + tare (g)	471,4	659,7	569,9	716,7	659,6
Masse d'eau (g)	40,3	84	84,9	140,6	147,4
Masse sol sec (g)	361,5	522,4	405,9	549,7	492,9
Teneur en eau (W%)	11,15	16,08	20,92	25,58	29,90
Masse volumique du sol sec pd (g/cm3)	1,335	1,451	1,433	1,380	1,309

Figure-A VIII-1 Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique

ANNEXE IX

GRANULOMÉTRIE PAR TAMISAGE DES PIERRES NATURELLES

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : BÉTON	Description du matériau : Gravier 14 mm	Lavé par :
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date : 20 / 06/ 2016		Sondage N° :
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :	Provenance : TECHMIX Varennes	Échantillon N° : 14 mm
Vérifié par :	Date :		Profondeur : N/A

	Tamis (mm)	Masse du sol	% retenu sur	% retenu cumulatif	% passant	Remarques
	112					
	80					
Masses utilisées (kg)	56					
Masse totale : 2,919 kg	40					
Masse < 5 mm avant lavage :	31,5					
Masse < 5 mm après lavage :	28	0,000	0,000	0,000		
(A) Masse passant 0,080 mm au lavage :	20	0,000	0,000	0,000	100,000	
(B) Masse récupérée dans la panne :	14	0,513	17,575	17,575	82,425	
(C) Masse totale < 0,080 mm :	10	1,433	49,092	66,667	33,333	
Masse < 5 mm après lavage :	5	0,958	32,819	99,486	0,514	
Masse < 5 mm après lavage tamisage :	2,5					
% de perte après tamisage :	1,25					
% de perte maximum =	0,63					
Norme	0,315					
BNQ	0,16					
ASTM	0,08					
Autre :	Panne	0,016	0,548	100,034	-0,034	

Figure-A IX-1 Granulométrie d'un échantillon de 14 mm

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE						
Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : BÉTON		Description du matériau : Gravier 20-28 mm		Lavé par :	
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date : 20/ 06/ 2016				Sondage N° :	
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :		Provenance : TECHMIX Varennes		Échantillon N° : 20-28 mm	
Vérifié par :	Date :				Profondeur : N/A	
ÉTS Le génie pour l'industrie	Tamis (mm)	Masse du sol retenue sur	% retenu sur tamis	% retenu cumulatif	% passant	Remarques
	112					
	80					
Masses utilisées (kg)	56	0			0	
Masse totale : 10,842 kg	50	0	0	0	100,00	
Masse < 5 mm avant lavage :	40	0,329	3,034	3,034	96,97	
Masse < 5 mm après lavage :	28	3,589	33,103	36,137	63,86	
(A) Masse passant 0,080 mm au lavage :	20	4,869	44,909	81,046	18,95	
(B) Masse récupérée dans la panne :	14	1,896	17,488	98,533	1,47	
(C) Masse totale < 0,080 mm :	10	0,115	1,061	99,59	0,41	
Masse < 5 mm après lavage :	5	0,014	0,129	99,72	0,28	
Masse < 5 mm après lavage tamisage :	2,5					
% de perte après tamisage :	1,25					
% de perte maximum =	0,63					
Norme	0,315					
BNQ	0,16					
ASTM	0,08					
Autre :	Panne	0,028	0,258	99,85	99,74	

Figure-A IX-2 Granulométrie d'un échantillon de 20-28 mm

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE						
Projet N° : Mémoire SORO	Labo N° : BÉTON		Description du matériau : Gravier 25-50 mm		Lavé par :	
Réalisé par : SORO NAHOUO	Date : 20/06/2016				Sondage N° :	
Calculé par : SORO NAHOUO	Date :		Provenance : TECHMIX Varennes		Échantillon N° : 25-50 mm	
Vérifié par :	Date :				Profondeur : N/A	
ÉTS Le génie pour l'industrie	Tamis (mm)	Masse du sol retenue sur tamis (g)	% retenu sur tamis	% retenu cumulatif	% passant	Remarques
	112					
Masses utilisées (kg)	80					
Masse totale : 13,428 kg	50	0	0	0	100,00	
Masse < 5 mm avant lavage :	40	3,298	24,561	24,561	75,44	
Masse < 5 mm après lavage :	28	8,106	60,366	84,927	15,07	
(A) Masse passant 0,080 mm au lavage :	20	1,967	14,648	99,576	0,42	
(B) Masse récupérée dans la panne :	14	0,033	0,246	99,821	0,18	
(C) Masse totale < 0,080 mm :	10	0,002	0,0149	99,836	0,16	
Masse < 5 mm après lavage :	5					
Masse < 5 mm après lavage tamisage :	2,5					
% de perte après tamisage :	1,25					
% de perte maximum =	0,63					
Norme	0,315					
BNQ	0,15					
ASTM	0,08					
Autre :	Panne	0,026	0,194	100,03	-0,03	

Figure-A IX-3 Granulométrie d'un échantillon de 25-50 mm

ANNEXE X

TENEURS DES CONSTITUANTS DU BÉTON DE TERRE

Calcul type des masses sèches des constituants

I-HYPOTHÈSES / SC-1r (F1)

E/C= 0,66 ; 25 ≤ Affaissement ≤ 75 mm ; Volume pilonné du gravier = 0,574 ;

f'c = 15 MPa alors f'cr = f'c + 7 = 22 MPa ; Grosseur granulat = 50 mm ;

Béton sans air entraîné.

II-TENEUR EN EAU

E = 193 kg/m^3

III- TENEUR EN CIMENT

E / C = 0,658

C = E / 0,658 = 293,31 kg

IV-TENEUR EN GROS GRANULAT

Masse gros granulat = 1220*0,574 = 700,52 kg

V-TENEUR EN GRANULAT FIN

Calcul des volumes :

Eau = 193/1*1000 = 0,193 m^3

Ciment = 293,31/3,15*1000 = 0,093 m^3

Gros granulat = 293,31/2,72*1000 = 0,258 m^3

Volume du granulat fin = 1-0,193-0,093-0,258 = 0,456 m^3

Masse du granulat fin = 2,30*1000*0,456 = 1048,80 kg

Masse du granulat fin = 1048,80 kg

ANNEXE XI

VOLUME DE BÉTON PAR GÂCHÉE

Tableau-A XI-1 Volume de béton nécessaire pour les essais de la formulation F1

Essais	Volume (m^3)	Nombre	Volume Partiel (m^3)
Essai de compression	0,005301	5	0,0265
Essai de traction indirecte	0,005301	5	0,0265
Essai de gel-dégel	0,003101	3	0,0093
Essai d'affaissement	0,005478	1	0,0055
Essai de masse volumique	0,007092	1	0,0071
Essai de calorimétrie	0,000311	4	0,0012
Volume total			0,0761
Volume majoré de 5%			0,0799

Tableau-A XI-2 Volume de béton nécessaire pour les essais de la formulation F2

Essais	Volume (m^3)	Nombre	Volume partiel (m^3)
Essai de compression	0,005301	5	0,026507
Essai de traction indirecte	0,005301	5	0,026507
Essai de gel-dégel	0,003101	3	0,009302
Essai d'affaissement	0,005478	1	0,005478
Essai de masse volumique	0,007092	1	0,007092
Essai de calorimétrie	0,000311	4	0,001244
Volume total			0,076131
Volume majoré de 5%			0,079938

Tableau-A XI-3 Volume de béton nécessaire pour les essais de la formulation F3

Essais	Volume (m^3)	Nombre	Volume partiel (m^3)
Essai de compression	0,005301	5	0,026507
Essai de traction indirecte	0,005301	5	0,026507
Essai de gel-dégel	0,003101	0	0,000000
Essai d'affaissement	0,005478	1	0,005478
Essai de masse volumique	0,007092	1	0,007092
Essai de calorimétrie	0,000311	4	0,001244
Volume total			0,066829
Volume majore de 5%			0,070170

Tableau-A XI-4 Volume de béton nécessaire pour les essais de la formulation F4

Essais	Volume (m^3)	Nombre	Volume partiel (m^3)
Essai de compression	0,005301	5	0,026507
Essai de traction indirecte	0,005301	5	0,026507
Essai de gel-dégel	0,003101	0	0,000000
Essai d'affaissement	0,005478	1	0,005478
Essai de masse volumique	0,007092	1	0,007092
Essai de calorimétrie	0,000311	0	0,000000
Volume total			0,065585
Volume majore de 5%			0,068864

Tableau-A XI-5 Volume de béton nécessaire pour les essais de la formulation F5

Essais	Volume (m^3)	Nombre	Volume partiel (m^3)
Essai de compression	0,005301	5	0,0265
Essai de traction indirecte	0,005301	5	0,0265
Essai de gel-dégel	0,003101	3	0,0093
Essai d'affaissement	0,005478	1	0,0055
Essai de masse volumique	0,007092	1	0,0071
Essai de calorimétrie	0,000311	4	0,0012
Volume total			0,0761
Volume majore de 5%			0,0799

Tableau-A XI-6 Volume de béton nécessaire pour les essais de la formulation F6

Essais	Volume (m^3)	Nombre	Volume partiel (m^3)
Essai de compression	0,005301	5	0,0265
Essai de traction indirecte	0,005301	5	0,0265
Essai de gel-dégel	0,003101	3	0,0093
Essai d'affaissement	0,005478	1	0,0055
Essai de masse volumique	0,007092	1	0,0071
Essai de calorimétrie	0,000311	4	0,0012
Volume total			0,0761
Volume majore de 5%			0,0799

ANNEXE XII

ESSAIS DE COMPRESSION ET DE TRACTION DES BÉTONS F1

Tableau-A XII-1 Essai de compression à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette B1	152,39	297,10	1,95	1
Éprouvette B2	152,71	298,52	1,95	1
Éprouvette B3	151,85	296,28	1,95	1
Éprouvette B4	151,99	295,59	1,94	1
Éprouvette B5	152,06	295,39	1,94	1

Dmoy (mm) : Diamètre moyen (mm)

Lmoy (mm) : longueur moyenne (mm)

Tableau-A XII-2 Essais de traction à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	L1 mm	L2 mm	L3 mm	Lmoy mm
Éprouvette 1	152,09	304,53	304,45	307,96	305,65
Éprouvette 2	152,62	307,47	307,07	308,9	307,81
Éprouvette 3	152,54	307,61	306,1	307,23	306,98
Éprouvette 4	152,14	308,16	308,73	308,12	308,34
Éprouvette 5	151,87	307,58	307,25	306,55	307,13

Dmoy (mm) : Diamètre moyen (mm)

Lmoy (mm) : longueur moyenne (mm)

ANNEXE XIII

ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F2

Tableau-A XIII-1 Essai de compression à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C1	151,63	301,13	1,99	1
Éprouvette C2	151,22	306,02	2,02	1
Éprouvette C3	151,90	303,84	2,00	1

Tableau-A XIII-2 Essai de compression à 56 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C4	151,91	309,17	2,04	1
Éprouvette C5	152,13	307,23	2,02	1
Éprouvette T4	151,07	301,93	2,00	1

Tableau-A XIII-3 Essai de compression à 90 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette T1	151,48	306,48	2,02	1
Éprouvette T2	151,96	304,14	2,00	1
Éprouvette T3	151,00	301,45	2,00	1
Éprouvette T5	151,55	305,56	2,02	1

ANNEXE XIV

ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F3

Tableau-A XIV-1 Essais de compression à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C3	149,10	294,75	1,98	1
Éprouvette C5	149,85	295,83	1,97	1
Éprouvette C8	149,65	296,73	1,98	1

Tableau-A XIV-2 Essais de compression à 56 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C1	149,43	97,91	1,99	1
Éprouvette C2	148,98	294,69	1,98	1
Éprouvette C3	148,77	293,86	1,98	1

Tableau-A XIV-3 Essais de compression à 90 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C4	149,73	298,42	1,99	1
Éprouvette C6	149,94	299,13	1,99	1
Éprouvette C10	149,65	299,28	2,00	1

ANNEXE XV

ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F4

Tableau-A XV-1 Essais de compression à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C1	150,64	295,41	1,96	1
Éprouvette C2	150,73	294,56	1,95	1
Éprouvette C3	149,99	291,19	1,94	1

Tableau-A XV-2 Essais de compression à 56 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C4	151,00	293,05	1,94	1
Éprouvette C5	150,48	292,31	1,94	1
Éprouvette C6	149,95	289,51	1,93	1

Tableau-A XV-3 Essais de compression à 90 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette C7	149,85	296,10	1,98	1
Éprouvette C8	150,00	293,40	1,96	1
Éprouvette C9	150,14	289,30	1,93	1

ANNEXE XVI

ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F5

Tableau-A XVI-1 Essais de compression à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Eprouvette C1	151,85	309,33	2,04	1
Eprouvette C2	151,93	308,20	2,03	1
Eprouvette C3	152,49	308,67	2,02	1

Tableau-A XVI-2 Essais de compression à 56 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Eprouvette C4	151,81	306,07	2,02	1
Eprouvette C5	151,86	306,53	2,02	1
Eprouvette C6	152,07	307,66	2,02	1

Tableau-A XVI-3 Essais de compression à 90 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Eprouvette C7	151,45	306,13	2,02	1
Eprouvette C8	151,54	306,01	2,02	1
Eprouvette C9	151,85	307,78	2,03	1
Eprouvette C10	151,36	305,24	2,02	1

ANNEXE XVII

ESSAIS DE COMPRESSION DES BÉTONS F6

Tableau-A XVII-1 Essais de compression à 28 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette F6-1	152,37	308,95	2,03	1
Éprouvette F6-2	152,76	308,31	2,02	1
Éprouvette F6-3	152,95	311,10	2,03	1

Tableau-A XVII-2 Essais de compression à 56 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette F6-4	153,17	308,66	2,02	1
Éprouvette F6-5	152,74	309,42	2,03	1
Éprouvette F6-6	152,83	307,15	2,01	1

Tableau-A XVII-3 Essais de compression à 90 jours / Mesures des éprouvettes

Spécimens	Dmoy mm	Lmoy mm	Lmoy/Dmoy	Facteur de correction
Éprouvette F6-7	151,60	306,29	2,02	1
Éprouvette F6-8	151,77	306,39	2,02	1
Éprouvette F6-9	152,59	309,86	2,03	1
Éprouvette F6-10	151,54	306,63	2,02	1

ANNEXE XVIII

MESURES ULTRASONIQUES

Tableau-A XVIII-1 Mesures ultrasoniques effectuées sur les spécimens de la formulation F2

Formulation 2				
Durée (Jours)	**Temps (µs)**	**Écart-type Temps**	**Vitesse (m/s)**	**Écart-type Vitesse**
43	374	18	804	39
50	356	14	844	34
57	373	30	808	69
71	426	31	706	49
78	412	24	730	43
85	406	11	738	20

Tableau-A XVIII-2 Mesures ultrasoniques effectuées sur les spécimens de la formulation F3

Formulation 3				
Durée (Jours)	**Temps (µs)**	**Écart-type Temps**	**Vitesse (m/s)**	**Écart-type Vitesse**
20	541	20	555	21
27	250	5	1199	22
34	183	8	1645	74
48	171	2	1755	20
55	173	9	1732	90
62	171	6	1760	62
69	175	3	1712	25
76	168	25	1784	4
80	173	45	1739	3
97	166	25	1803	4

Tableau-A XVIII-3 Mesures ultrasoniques effectuées sur les spécimens de la formulation F4

Formulation 4				
Durée (Jours)	**Temps (µs)**	**Écart-type Temps**	**Vitesse (m/s)**	**Écart-type Vitesse**
37	627	7,4	452	43,6
44	594	11,9	516	26,1
51	556	46,0	542	43,1
65	533	26,2	564	27,0
72	502	49,4	602	62,7
79	493	49,4	613	63,9
86	506	50,6	596	63,1

Tableau-A XVIII-4 Mesures ultrasoniques effectuées sur les spécimens de la formulation F5

Formulation 5				
Durée (Jours)	**Temps (µs)**	**Écart-type Temps**	**Vitesse (m/s)**	**Écart-type Vitesse**
31	118	4	2539	85
38	120	4	2512	75
45	121	1	2486	16
59	119	2	2519	52
66	122	2	2463	41
73	120	4	2501	74
80	119	3	2523	55
87	116	3	2592	70

Tableau-A XVIII-5 Mesures ultrasoniques effectuées sur les spécimens de la formulation F6

Formulation 6				
Durée (Jours)	**Temps (µs)**	**Écart-type Temps**	**Vitesse (m/s)**	**Écart-type Vitesse**
35	119	5	2519	112
42	121	3	2478	54
49	120	4	2503	75
56	121	2	2485	48
63	117	2	2555	37
70	115	2	2607	36
77	121	3	2485	65
84	121	2	2499	27

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Aitcin, P.-C., Jolicoeur, G., & Mercier, M. (1992). *Technologie des granulats* (2e éd. éd.). Sainte-Foy, Québec: Le Griffon d'argile.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2002). *Standard test method for pulse velocity through concrete*. C597-02.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2005). *Standard guide for design of earthenwall building system*. Norme E2392/E2392M-10e. Pennsylvania, West Conshohocken, USA: ASTM International.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2010). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. Norme ASTM D2216-10. Pennsylvania, West Conshohocken: ASTM international.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2011). *Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer*. Norme ASTM D 4211-11. Pennsylvania, West Conshohocken: ASTM international.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2012). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort* Norme ASTM D 698-12.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2013). *Standard Test Method for Materials Finer than 75 µm (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing* Norme ASTM C 117. Pennsylvania, West Conshohocken: ASTM international.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2014a). *Standard Practice for Measuring Hydration Kinetics of Hydraulic Cementitious Mixtures Using Isothermal Calorimetry1*. ASTM C1679 − 14. Pennsylvania, West Conshohocken, USA: ASTM International.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2014b). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. Norme ASTM C136/ C136M. Pennsylvania, West Conshohocken: ASTM international.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2015). *Standard Practice for Evaluating Early Hydration of Hydraulic Cementitious Mixtures Using Thermal Measurements1*. ASTM C1753/C1753M − 15´1. Pennsylvania, West Conshohocken, USA: ASTM International.

Araki, H., Koseki, J., & Sato, T. (2016). Tensile strength of compacted rammed earth materials. *Soils and Foundations, 56*(2), 189-204. doi: 10.1016/j.sandf.2016.02.003. Repéré à http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2016.02.003

ArchDaily. Desert Nk' Mip Desert cultural centre. Repéré le 27 octobre 2017 à https://www.archdaily.com/10629/nkmip-desert-cultural-centre-hbbh-architects

Architecture traditionnelle méditerranéenne. (S.D). Arts de bâtir : A8-mur en terre banchée (pisé). Repéré le 01-09-2016 sur Page Web à http://www.meda-corpus.net/arb/ fitxes/F2/FRN/AO8_SY.pdf.

Ashby, M. F., & Jones, D. R. H. (2013). *Matériaux-Microstructures et procédés de mise en oeuvre*. DUNOD.

Ashby, M. F., & Jones, D. R. H. (2014). *Matériaux, Tome 2, Microstructures et procédés de mise en oeuvre* (4è édition éd. Vol. 2). Paris, France: Dunod.

Association Béton Québec. (2014, 2014). Les facteurs affectant la résistance à la compression des éprouvettes de béton. *TechnoBéton Bulletin technique*

Association Maison de Pays. Le pisé en pays Voironnais. Repéré le 20-04-2016 sur Site web de l'Association Maison de Pays à http://www.rhone-alpes.culture.gouv.fr/ vpah/ IMG/pdf/dossier-pise-pays-voironnais-v.pdf

Bahar, R., Benazzoug, M., & Kenai, S. (2004). Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cement and Concrete Composites, 26*(7), 811-820. doi: 10.1016/j.cemconcomp. 2004.01.003. Repéré à http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.01.003

Beckett, C., & Ciancio, D. (2014). Effect of compaction water content on the strength of cement-stabilized rammed earth materials. *Canadian Geotechnical Journal, 51*(5), 583-590.

Bui, Q.-B., Morel, J.-C., Reddy, B. V., & Ghayad, W. (2009). Durability of rammed earth walls exposed for 20 years to natural weathering. *Building and Environment, 44*(5), 912-919.

Bureau de Normalisation du Québec (BNQ). (1978). *Tamis de contrôle-Toiles métalliques : Exigences techniques et vérifications*. Norme BNQ 1530-060. QUÉBEC, QC, Canada: Bureau de Normalisation du Québec.

Bureau de Normalisation du Québec (BNQ). (1982). *Granulats-Analyse granulométrique par tamisage*. Norme BNQ 2560-040. QUÉBEC, QC, Canada: Bureau de Normalisation du Québec.

Bureau de Normalisation du Québec (BNQ). (1986). *Sols-Détermination de la teneur en eau*. Norme CAN/BNQ 2501-170. QUÉBEC, QC, Canada: Bureau de Normalisation du Québec.

Bureau de Normalisation du Québec (BNQ). (1987). *Sols-Analyse granulométrique des sols inorganiques*. Norme NQ 2501-025. QUÉBEC, QC, Canada: Bureau de Normalisation du Québec.

Bureau de Normalisation du Québec (BNQ). (2005a). *Sols-Détermination de la limite de liquidité à l'aide de l'appareil de Cassagrande et de la limite de plasticité*. Norme CAN/BNQ 2501-090. QUÉBEC, QC, Canada: Bureau de Normalisation du Québec.

Bureau de normalisation du Québec (BNQ). (2005b). *Sols-Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique-Essai avec énergie de compactage normal (600 kNm/m3),3ème éd.* norme CAN/BNQ 2501- 250. Québec , QC, Canada: Bureau de normalisation du Québec.

Bureau de Normalisation du Québec (BNQ). (2014). *Travaux de génie civil-Granulats*. Norme BNQ 2560-114. QUÉBEC, QC, Canada: Bureau de Normalisation du Québec.

Burroughs, S. (2008). Soil property criteria for rammed earth stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering, 20*(3), 264-273. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561 (2008)20:3(264). Repéré à http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2008) 20:3(264)

Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (Ministère de l'Agriculture des Pêcheries et de l'Alimentation du Québec). (2003). *Détermination de la matière organique par incinération: méthode de perte au feu (PAF).* norme MA. 1010-PAF 1.0. Québec (QC): Ministère de l'Environnement du Québec.

Chen, H., & Wang, Q. (2006). The behaviour of organic matter in the process of soft soil stabilization using cement. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 65*(4), 445-448. doi: 10.1007/s10064-005-0030-1. Repéré à http://dx.doi.org/ 10.1007/s10064-005-0030-1

Commission géologique du Canada (Cartographe). (1975). Géologie des dépôts meubles-Île de Montréal[Carte].

Cristelo, N., Glendinning, S., Miranda, T., Oliveira, D., & Silva, R. (2012). Soil stabilisation using alkaline activation of fly ash for self compacting rammed earth construction. *Construction and building materials, 36*, 727-735. doi: 10.1016/j.conbuildmat. 2012.06.037. Repéré à http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.037

CSA International. (2010). *Calculs des ouvrages en maçonnerie*. Norme CAN/CSA S304.1-04. Torronto, ON, Canada: CSA International.

CSA International. (2015a). *Affaissement du béton*. Norme A.23.2-5C. Torronto, ON, Canada: CSA International.

CSA International. (2015b). *Confection et cure des éprouvettes de béton destinées aux essais de compression et de flexion*. Norme A 23.2-3C. Torronto, ON, Canada.

CSA International. (2015c). *Détermination de la masse volumique, du rendement et de la teneur en liant du béton plastique*. Norme A 23.2-6C. Torronto, ON, Canada.

CSA International. (2015d). *Détermination de la présence de matières organiques dans les granulats fins*. Norme A23.2-7A. Torronto, ON, Canada: CSA International.

CSA International. (2015e). *Détermination de la résistance à la compression d'éprouvettes de béton cylindriques*. Norme A23.2-9C. Torronto, ON, Canada: CSA International.

CSA International. (2015f). *Détermination de la résistance à la traction par écrasement latéral d'éprouvettes de béton cylindriques*. Norme A23.2-13C. Torronto, ON, Canada: CSA International.

CSA International. (2015g). *Détermination de la teneur en air du béton plastique par la méthode de pression d'air*. Norme A 23.2-4C. Torronto, ON, Canada: CSA International.

Dahmen, A., & Muñoz, B. (2015). Modular rammed earth masonry block. *Rammed Earth Construction: Cutting-Edge Research on Traditional and Modern Rammed Earth*, 79.

Damineli, B. L., Kemeid, F. M., Aguiar, P. S., & John, V. M. (2010). Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cement and Concrete Composites, 32*(8), 555-562.

Delgado, M. C. J., & Guerrero, I. C. (2007). The selection of soils for unstabilised earth building: A normative review. *Construction & Building Materials, 21*(2), 237-251. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.08.006. Repéré à http://dx.doi.org/ 10.1016/ j.conbuildmat.2005.08.006

Dick, K., & Krahn, T. (2015). Preparing regulatory challenges and opportunities for small to medium residential scale stabilized rammed earth buildings in Canada. *Rammed Earth Construction: Cutting-Edge Research on Traditional and Modern Rammed Earth*, 93.

Dilek, U. (2007). Ultrasonic pulse velocity in nondestructive evaluation of low quality and damaged concrete and masonry construction. *Journal of Performance of Constructed Facilities, 21*(5), 337-344. doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:5(337). Repéré à http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:5(337)

Dinakar, P., Sahoo, P. K., & Sriram, G. (2013). Effect of Metakaolin Content on the Properties of High Strength Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials, 7*(3), 215-223. doi: 10.1007/s40069-013-0045-0. Repéré à http://dx.doi.org/10.1007/s40069-013-0045-0

Dreux, G., & Festa, J. (1998). *Nouveau guide du béton et de ses constitutants* (8e éd. éd.). Paris: Eyrolles.

Dupuy, G. (1999). *La construction en blocs de terre comprimée*. Montréal (QC): Société canadienne d'hypothèques et de logement.

Ezbakhe, H., Bousad, S., El Bakkour, A., Ajzoul, T., & El Bouardi, A. (2001). Etude thermique de la terre stabilisee au ciment utilisee en construction au nord du maroc. *Rev. Energ. Ren.: Journées de Thermique*, 69-72.

Fontaine, L., & Anger, R. (2009). Bâtir en terre. *Belin, 224p*, 9,14.

Gelard, D. (2005). *Identification et caractérisation de la cohésion interne du matériau terre dans ses conditions naturelles de conservation* (Materials, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble (France)).

Gernot, M. (2000). *Earth construction handbook: the building material earth in modern architecture*. WIT Press; Computational Mechanics.

Ghorbani, A., Zamora, M., & Cosenza, P. (2009). Effects of desiccation on the elastic wave velocities of clay-rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 46*(8), 1267-1272. doi: 10.1016/j.ijrmms.2009.01.009. Repéré à http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.01.009

Gonnerman, H., & Shuman, E. (1928). Flexure and tension tests of plain concrete. *Report of the Director of Research*, 149-163.

Google Maps. (S.D.). Mascouche. Repéré le 06-09-2016 sur Site Web de Google Maps à https://www.google.ca/maps/place/Mascouche,+QC/

Guettala, A., Abibsi, A., & Houari, H. (2006). Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure. *Construction and building materials, 20*(3), 119-127.

Guideperrier.ca, H. e. e. (2017). Terre : Construction en blocs de terre compressée et ciment. Repéré le 06 juillet 2017

Guyomarch, J., Le Floch, S., & Merlin, F.-X. (2002). Effect of suspended mineral load, water salinity and oil type on the size of oil–mineral aggregates in the presence of chemical dispersant. *Spill Science & Technology Bulletin, 8*(1), 95-100.

Hugo, H., & Hubert, G. (2006). *Traité de construction en terre* (3 éd.). CRAterre, France: Éditions Parenthèses.

Institut de la statistique du Québec. (2016). *Le bilan démographique du Québec*. Québec, QC, Canada: Institut de la statistique du Québec. Repéré à http://www.stat. gouv. qc.ca/statistiques/population-demographie/bilan2016.pdf

Jayasinghe, C., & Mallawaarachchi, R. (2009). Flexural strength of compressed stabilized earth masonry materials. *Materials & Design, 30*(9), 3859-3868.

Justice, J. M. (2005). *Evaluation of metakaolins for use as supplementary cementitious materials* (Georgia institute of technology, Georgia (USA)).

Kenai, S. (2011). Durabilité du matériau terre stabilisée.

Kosmatka, S. H. (2011). *Dosage et contrôle des mélanges de béton : manuel d'applications, méthodes et matériaux* (8e éd. canadienne. éd.). Québec: Association canadienne du ciment.

Le Quéré, C., Moriarty, R., Andrew, R. M., Peters, G. P., Ciais, P., Friedlingstein, P., . . . Arneth, A. (2015). Global carbon budget 2014. *Earth System Science Data, 7*(1), 47-85.

Le Tiec, J.-M., & Paccoud, G. (2006). *Pisé H2O : de l'eau et des grains pour un renouveau du pisé en Rhône-Alpes*. FRANCE: CRAterre éditions.

Liu, J., Wang, T., & Tian, Y. (2010). Experimental study of the dynamic properties of cement- and lime-modified clay soils subjected to freeze–thaw cycles. *Cold Regions Science and Technology, 61*(1), 29-33.

Michiels, T., Napolitano, R., Adriaenssens, S., & Glisic, B. (2017). Comparison of thrust line analysis, limit state analysis and distinct element modeling to predict the collapse load and collapse mechanism of a rammed earth arch. *Engineering Structures, 148*(Supplement C), 145-156. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.053. Repéré à http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617305126

Ministère des transports de la mobilité durable et de l'électrification des transports (MTMDET). (2013). *Analyse granulométrique*. Méthode d'éssai du laboratoire des Chaussées LC 21-040. Québec, QC: Les Publications du Québec.

Ministère des transports de la mobilité durable et de l'électrification des transports (MTMDET). (2015a). *Détermination de la densité et de l'absorption du granulat fin. Méthode d'essai du Laboratoire des Chaussées,*. norme LC 21-065. Québec (QC): Les Publications du Québec.

Ministère des transports de la mobilité durable et de l'électrification des transports (MTMDET). (2015b). *Détermination de la densité et l'absorption du gros granulat. Méthode d'essai du Laboratoire des Chaussées*. norme LC 21-067. Québec (QC): Les Publications du Québec.

Ministère des transports de la mobilité durable et de l'électrification des transports (MTMDET). (2015c). *Détermination de la masse volumique et du pourcentage de vides. Méthode d'essai du Laboratoire des Chaussées*. norme LC 21-060. Québec (QC): Les Publications du Québec.

Ministère des transports de la mobilité durable et de l'électrification des transports (MTMDET). (2015d). *Réduction des échantillons pour essais en laboratoire*. Méthode d'essai du laboratoire des Chaussées LC 21-015. Québec, QC: Les Publications du Québec.

Nations Unies. (2006). La coférence de RIO : un tournant décisif. Repéré le 15-04-2016 sur Site Web des Nations Unies à http://www.actu-environnement.com/ae/ dossiers /dd / dd_rio_4.php4

Nations Unies. (2015). *Convention-Cadre sur les changements climatiques*. Nations Unies. Repéré à https://unfccc.int/resource/docs/2015/cop21/eng/l09.pdf

Nations Unies. (2017). Le débat sur le climat depuis le sommet de la terre à Rio (1992-2016). Repéré le 15-04-2016 sur Site Web des Nations Unies à http://www.vie-publique.fr/chronologie/chronos-thematiques/debat-climat-rio-1992-rio-20-2012.html

Ngoc Tan Nguyen. (2014). *Évaluation non destructive des structures en béton armé-Étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques* (Doctoral Thesis, Université de Bordeaux, Bordeaux, France).

Nollet, M.-J. (2015). *Réhabilitation des bâtiments*. Montréal (Québec): École de technologie supérieure.

Ouellet-Plamondon, C. M., & Habert, G. (2016). Self-Compacted Clay based Concrete (SCCC): proof-of-concept. *Journal of Cleaner Production, 117*, 160-168. doi: 10.1016/j.jclepro.2015.12.048

Pacheco-Torgal, F., & Jalali, S. (2012). Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction. *Construction and building materials, 29*, 512-519.

Peduzzi, P. (2014). Sand, rarer than one thinks. *Environmental Development, 11*, 208-218.

Perraton, D. (2015). *Science et technologie des matériaux*. Montréal (Québec): École de Technologie supérieure.

Pigeon, M. (1981). *Composition et hydratation du ciment Portland* Article de conférence présentée à Progress in concrete.

Popovics, S., Rose, J. L., & Popovics, J. S. (1990). Behavior of ultrasonic pulses in concrete. *Cement and Concrete Research, 20*(2), 259-270. doi: 10.1016/0008-8846(90)90079-D. Repéré à http://dx.doi.org/10.1016/0008-8846(90)90079-D

Proceq SA. (SD-a). Pundit 200, Underwater testing of structures. Repéré le 12-02-2017 sur Site Web de Proceq SAà https://www.proceq.com/fileadmin/user_upload/Proceq _Application_69_Pundit_200_Underwater_testing_of_structures.pdf

Proceq SA. (SD-b). Pundit, Compressive strength and homogeneity. Repéré le 12-02-2017 sur Site Web de Proceq SA à https://www.proceq.com/compare/advanced-ultrasonic-pulse-velocity-and-pulse-echo-testing/?gclid=CN3X8pvvitICFUm2wAod-_kN4w

Proceq SA. (SD-c). RockSchmidt / Pundit, SONREB-Combining methods to evaluate concrete strength Repéré le 12-02-2017 sur Site Web de Proceq SA à https://www.proceq.com/fileadmin/user_upload/Proceq_Application_85_RockSchmidt_Pundit_SONREB_Combining_methods_to_evaluate_concrete_strength.pdf

Raju, L., & Reddy, B. V. (2015). Analytical model for predicting the stress-strain behaviour of Cement Stabilised Rammed Earth. *Rammed Earth Construction: Cutting-Edge Research on Traditional and Modern Rammed Earth*, 133.

Reddy, B. V., Suresh, V., & Rao, K. N. (2015). Specimen slenderness effect on compressive strength of Cement Stabilised Rammed Earth. *Rammed Earth Construction: Cutting-Edge Research on Traditional and Modern Rammed Earth*, 163.

Robitaille, V., & Tremblay, D. (2014). *Mécanique des sols : théorie et pratique* (2e édition. éd.). Montréal (Québec) Canada: Modulo.

Schellekens, J., Buurman, P., Kalbitz, K., Zomeren, A. v., Vidal-Torrado, P., Cerli, C., & Comans, R. N. (2017). Molecular Features of Humic Acids and Fulvic Acids from Contrasting Environments. *Environmental Science & Technology, 51*(3), 1330-1339.

Schroeder, H. (2012). Modern earth building codes, standards and normative development. Dans *Modern earth buildings. Materials, engineering, construction and applications. Woodheat Publishing Series in Energy: Numner* (Vol. 33, pp. 72-106).

Standards New Zealand. (1998). *Engineering design of earth buildings*. Standards NZS 4297. Wellington: Standards New Zealand.

Steinberger, J. K., Krausmann, F., & Eisenmenger, N. (2010). Global patterns of materials use: A socioeconomic and geophysical analysis. *Ecological Economics, 69*(5), 1148-1158.

Tumendemberel, B., & Baigalimaa, T. (2004). Research into the correlation between concrete strenght and UPV values.

Turgut, P. (2004). Research into the correlation between concrete strength and UPV values. *NDT. net, 12*(12).

Van Damme, H., & Houben, H. (2017). Earth concrete. Stabilization revisited. *Cement and Concrete Research*.

Wang, H.-l., & Song, Y.-p. (2007). Ultrasonic pulses behavior in various-size concrete specimens under compression. *Journal of Dalian University of Technology, 47*(1), 90-94.

Wild, S., Khatib, J. M., & Jones, A. (1996). Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticised metakaolin concrete. *Cement and Concrete Research, 26*(10), 1537-1544. doi: 10.1016/0008-8846(96)00148-2. Repéré à http://dx. doi.org/ 10.1016/0008-8846(96)00148-2

Wolf, L., Augarde, C., & Jaquin, P. (2015). Investigating the lateral capacity of wall top fixings in rammed earth materials. *Rammed Earth Construction: Cutting-Edge Research on Traditional and Modern Rammed Earth*, 171.