

Master Sciences de la Vie, de la Terre et de l'Environnement
1^{ère} année

**BUREAU D'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE :
COMPÉTENCES ET SAVOIR FAIRE AU SERVICE
DE LA QUALITÉ DE L'EXPERTISE**



Par
Simon VIART

Tuteur de stage : Mickaël DEPLAGNE

Tuteur Universitaire : Alain TRENTESAUX

Sommaire

Résumé/Abstract	2
Introduction	3
1. Réalisation et interprétation des essais géotechniques	5
1.1 Classification GTR des matériaux	5
1.1.1 <u>Classification selon la nature du sol</u>	5
1.1.2 <u>Classification selon l'état hydrique et le comportement du sol</u>	7
1.1.3 <u>Réalisation d'une couche de forme suivant une PST : exemple</u>	9
1.2 Investigation géotechnique in-situ et dépouillement des essais	11
1.2.1 <u>Reconnaissance verticale et horizontale des faciès</u>	11
1.2.2 <u>L'essai préssiométrique Ménard : correction des données brutes et dépouillement</u>	13
2. Rédaction d'un rapport d'étude de mission G12	15
2.1 Mission et investigation	15
2.1.1 <u>Problématique de la mission et contexte de l'étude</u>	15
2.1.2 <u>Réalisation et synthèse des investigations géotechniques</u>	17
2.2 Interprétation et prescriptions	19
2.2.1 <u>Calcul de fondations superficielles par méthode pressiométrique</u>	19
2.2.2 <u>Application de la méthode et résultats de l'étude</u>	22
Conclusion	24
Bibliographie	25
Annexes	25

Introduction

La géotechnique est une techno-science complexe faisant appel à la fois au raisonnement déductif et inductif. En effet, bien que les principes fondamentaux de la géomécanique couplés à de bonnes connaissances géologiques des sites soient à la base de toute étude de stabilité des sous-sols, le probabilisme et l'aspect empirique tiennent aujourd'hui encore une place majeure dans l'application de ces techniques, en perpétuelle évolution.

Durant ma première année de master STUE à l'université de Lille 1, un stage de dix semaines m'a permis de confronter mes connaissances à la pratique de cette discipline au sein de l'agence Ginger CEBTP basée à Béthune (62). Cette expérience, en plus de m'avoir initié au métier d'ingénieur géotechnicien que j'envisage d'exercer, fut une excellente occasion de découvrir le domaine d'activité et la qualité des prestations offertes par une entreprise d'envergure internationale.

Ginger CEBTP, société du groupe d'ingénierie européen Ginger, accompagne les acteurs de la construction en apportant son expertise à tout stade de l'avancement de projet. La connaissance des sols, la pathologie des produits de la construction ainsi que le comportement des structures et des ouvrages sont les domaines dans lesquels Ginger CEBTP s'est imposé comme leader français grâce à la qualité de ses expertises. L'agence que j'ai eu l'occasion d'intégrer durant ce stage est le siège de la direction régionale du Nord, à la tête les implantations du Nord Pas-de-calais, de la Picardie et de la Champagne Ardenne. Elle est divisée en deux départements :

- ▶ Le département «contrôle et essais» exécute les différentes opérations de contrôle et de certification des produits de la construction, ainsi que les missions de contrôle et de surveillance des ouvrages et se compose de deux services :
 - ▶ la partie laboratoire, prenant en charge notamment l'identification GTR des sols, les études de traitement des couches de voirie ainsi que les essais et contrôles sur matériaux de construction (compression sur béton, teneur en amiante des enrobés, etc) ;
 - ▶ la partie chantier, réalisant les interventions de contrôle et d'essais sur ouvrage, tels que les contrôles de compactage de remblais, les essais de consistance de béton ou la mesure de déflexion de chaussées.

- ▶ Le département «géotechnique, pathologie-structure-expertise et géophysique-archéologie» réalise un large panel d'études et regroupe les trois services suivants :
 - ▶ la partie géotechnique, abritant une équipe de 7 ingénieurs capables d'intervenir à tous les stades d'un projet (de G1 à G5) et disposant d'une large gamme de moyens d'investigations in situ ou en laboratoire ;
 - ▶ la partie pathologie-structure-expertise, œuvrant pour la conservation et la sécurité du patrimoine par la réalisation d'études sur ouvrages divers ;
 - ▶ la partie géophysique-archéologie disposant de moyens de prospection consacrés notamment à la recherche d'anomalies en sous-sol préalablement aux travaux.

Forte de ses 42 collaborateurs, l'agence implantée à Béthune travaille étroitement avec le pôle sondage Ginger Géotechnique, composé de 12 techniciens, qui prend en charge les différentes investigations géotechniques de reconnaissance ainsi que la réalisation des essais géomécaniques ou de perméabilité in-situ. Les essais mécaniques en laboratoire sur matériaux, de type triaxiaux,

œdométriques ou de cisaillement sont par ailleurs réalisés à l'agence implantée à Reims selon la nature de la mission réalisée.

Durant mon stage, je me suis très vite aperçu que la maîtrise des différents essais et des spécificités de l'obtention de leurs résultats étaient primordiales dans la réalisation de toute étude géotechnique. Bien que n'ayant pas eu l'occasion de suivre réellement une mission de A à Z, j'ai pu assister et participer aux différentes étapes d'une grande variété d'études, répondant à des problématiques diverses. Afin de présenter avec cohérence mes connaissances acquises durant ces dix semaines, ce rapport n'abordera que les études spécifiques dont j'ai pu appréhender une approche globale : réalisation et dépouillement des essais, analyse et synthèse des résultats. Mon affectation au sein d'une entreprise dont le domaine d'activité s'étend au delà de la géotechnique m'a permis par ailleurs de découvrir l'importance et les enjeux de l'étude des sols dans les opérations de construction en général. Ces dix semaines au sein de Ginger CEBTP m'auront donc donné l'occasion d'acquérir une vision pratique de la géotechnique, en plus de me permettre d'approfondir et d'élargir mon bagage théorique sur la discipline.

La première partie de ce rapport sera consacrée à la réalisation et à l'interprétation des essais géotechniques en laboratoire et sur le terrain. Cette présentation des diverses techniques auxquelles j'ai pu participer ou assister permettra dans un premier lieu de structurer les connaissances acquises durant ces dix semaines de stage. Dans un souci de clarté, la description des modes opératoires de chacun de ces essais ne sera que très peu abordé dans ce travail. Nous nous concentrerons d'avantage sur le principe de ces manipulations, leur interprétation et finalités.

La seconde partie de mon travail a consisté à l'élaboration d'un rapport d'étude complet d'une mission géotechnique de type G12. Afin de décrire au mieux le travail effectué et dans un souci d'être le plus fidèle à mon projet professionnel, cette présentation prendra la forme d'un rapport d'étude rédigé, abordant le dimensionnement de fondations superficielles par méthode préssiométrique. De l'interprétation des résultats des essais in situ réalisés à l'application de la méthode de calcul pour le choix des fondations, ce travail m'a permis d'approcher au plus près le métier d'ingénieur géotechnicien.

1. RÉALISATION ET INTERPRÉTATION DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES

1.1 Classification GTR des matériaux

L'identification GTR regroupe l'ensemble des essais fondamentaux effectués en laboratoire afin de définir un sol pour son utilisation en arase de terrassement (ou PST) ou son réemploi en couche de forme d'infrastructures routières. Cette identification, couramment utilisée dans les travaux de terrassement en général les couches de sous dallage de bâtiment ou les plates formes aéroportuaires, est la principale identification géotechnique des sols en vigueur.

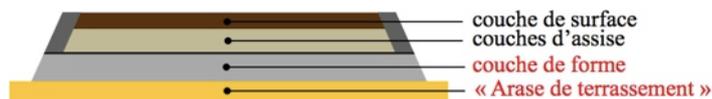


Fig 1.1 Terminologie de la chaussée

La norme NF P11-300 établit une classification précise des sols selon trois types de paramètres :

- ▶ *Les paramètres de nature* : granulométrie, argilosité et limites d'Atterberg.
- ▶ *Les paramètres d'état hydrique* : indice de consistance, rapport $w\%/w_{\text{opt}}$, mesure de l'IPI.
- ▶ *Les paramètres de comportement* : coefficients de Los Angeles et de Micro-Deval.

Dans la troisième partie de ce chapitre, nous aborderons l'application de cette classification dans les mesures à prendre pour le réemploi des matériaux associées à chaque classe de sol.

1.1.1 Classification selon la nature du sol

- L'analyse granulométrique est l'un de ces essais fondamentaux permettant de renseigner la nature du sol. Afin de déterminer le pourcentage massique de chacune des fractions du matériau, la méthode par tamisage à sec est la plus couramment utilisée. Les trois valeurs diamétrales des particules s'avérant déterminantes pour la classification GTR 92 sont $80\mu\text{m}$, 2mm et 50mm. En effet, on considère que les sols constitués de plus de 35% de fraction inférieure à $80\mu\text{m}$ auront un comportement assimilable à celui de leur fraction fine. Si le passant à ce tamis est compris entre 35% et 12 % de la masse totale, le sol sera conventionnellement dit riche en fine, et pauvre en fine pour une valeur inférieure. Le tamis de 2mm permet par convention de différencier les sols à tendance sableuse, dont le refus représente moins de 70 % de la masse totale, aux sols à tendance graveleuse pour une valeur supérieure. Le diamètre maximal des éléments d'un sol différenciera enfin les sols grossiers pour une valeur $D_{\text{max}} > 50\text{mm}$.



Fig 1.2 Lavage du sol analysé au tamis de $80\mu\text{m}$.

Le lavage (Fig 1.2) permet d'éliminer la fraction 0-80 μm du sol, avant le séchage et le déversement de l'échantillon pulvérulent dans la colonne de tamis appropriée, selon la norme NF P94-056. L'échantillon étant généralement à son état naturel avant lavage, la teneur en eau est nécessairement connue avant la manipulation. La masse cumulée croissante de l'échantillon en fonction du diamètre des particules est alors tracée (cf Annexe 1).

- La mesure de la valeur au bleu de méthylène d'un sol (VBS) est un essai courant permettant d'en apprécier l'argilosité. Appliqué sur la fraction 0-2 mm du matériau, il consiste à déterminer la capacité d'un échantillon de sol de masse sèche connue à adsorber le colorant. Pour cela, des essais à la tâche sur la solution de sol agitée en continue à 400 tours/minute sont effectués après chaque injection de bleu. La valeur de bleu est déterminée lorsque la tâche effectuée au moins 5 minutes après la dernière injection présente une auréole bleutée, témoignant de la saturation de la solution. Cette valeur est alors exprimée en fonction du volume final de bleu de méthylène injecté et de la masse sèche de sol :

$$VBS = \frac{VI}{MI} \cdot 10 \quad (Eq 1.1)$$

(avec VI en mL et MI en g)

Pour la réalisation de cet essai, la masse de l'échantillon analysé est généralement choisie par identification visuelle du sol. La valeur minimale, pour les matériaux les plus argileux est conventionnellement de 40g. Le volume d'eau déminéralisée ajoutée est de 500mL.



Fig 1.3 Essai au bleu de méthylène

- Les Limites d'Atterberg sont les derniers paramètres de nature complétant la classification GTR des sols. L'essai couramment pratiqué en laboratoire pour la détermination de la limite de liquidité W_L , teneur en eau à laquelle le sol passe de l'état plastique à l'état liquide, est la méthode au cône de pénétration. Appliquée à la fraction 0-400 μ m du matériau préalablement humidifié, elle consiste à mesurer la teneur en eau correspondant à l'enfoncement de 17mm d'un cône de pénétration dont les caractéristiques sont connues et normalisées selon NF P94 052-1. La limite de plasticité W_P , teneur en eau délimitant l'état solide du sol de son état plastique est généralement déterminée par la méthode du rouleau, effectuée selon NF P94-051. Sa valeur correspond au pourcentage massique d'eau pour laquelle un rouleau d'épaisseur de 3 mm de sol commence à se fissurer.



Fig 1.4 Cône de pénétration

L'indice de plasticité I_p est alors calculé à partir de ces deux teneurs en eau tributaires de la nature du sol :

$$I_p = W_L - W_P \quad (Eq 1.2)$$

Ces paramètres de nature permettent d'établir une première classification des sols utilisables en travaux de terrassement routiers selon la norme NF P11-300. On distingue ainsi les sols fins, dont les classes s'étendent de A1 à A4, des sols sableux et graveleux avec fines de B1 à B6, des sols comportant des fines et des gros éléments de C1 à C2 et enfin des sols insensibles à l'eau de D1 à D3. Non représentés sur le tableau synoptique ci-après (Fig 1.5a), les sols C1, C2 et D3 présentent un diamètre maximal de particules supérieur à 50mm. On différencie cependant les sols D3 des deux autres par leur valeur de VBS < 0,1 ainsi que par leur passant à 80 μ m, inférieur à 12%. Les matériaux rocheux, eux, intègrent une classification spécifique basée exclusivement sur des critères géologiques, et sont répartis suivant six classes de R1 à R6 (Fig 1.5b).

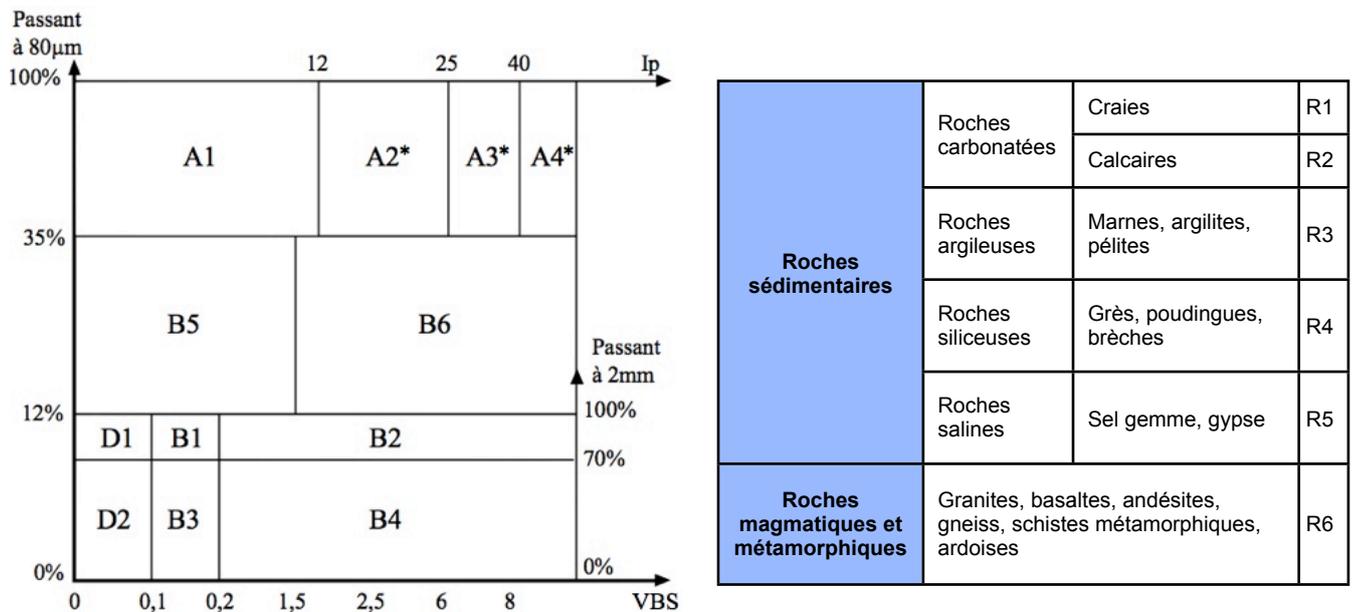


Fig 1.5a et 5b Classification des sols présentant $D_{max} < 50mm$ selon leurs paramètres de nature (à gauche), Classification des matériaux rocheux pour leur utilisation en travaux de terrassement (à droite).

* matériaux pour lesquels l'Ip est à retenir comme principal critère, à défaut de la VBS.

Les sols organiques et les sous produits industriels sont répartis quant à eux suivant sept classes (F1 à F7), principalement fonction de leur composition (MO, NaCl) pouvant fortement modifier leur comportement à l'eau et au gel. Ils feront généralement l'objet d'études spécifiques pour leur utilisation en arase de terrassement ou en couche de forme.

1.1.2 Classification selon l'état et le comportement des matériaux

En géotechnique, l'importance attribuée à l'état hydrique des sols ou à leur résistance mécanique dépend fortement de la nature des matériaux. En effet, l'état hydrique est fondamental en vue de l'utilisation de sols fins (classe A et B) en travaux de terrassement, compte tenu de leur forte sensibilité à l'eau. La résistance mécanique à l'usure et à la fragmentation d'un sol, est, elle, le paramètre retenu pour la classification des sols insensibles à l'eau (de classe D ou R), comme pour l'utilisation de granulats.

- L'essai fondamental préliminaire à la caractérisation de l'état hydrique d'un sol consiste à la détermination de la teneur en eau $w\%$ du matériau naturel ou traité en laboratoire. La méthode la plus courante consiste à introduire dans une étuve réglée à 105°C pendant 12 heures l'échantillon du sol analysé dont la masse M_{humide} est connue. L'échantillon sec est ensuite pesé afin que le pourcentage massique d'eau puisse être calculé :

$$w\% = \frac{M_{humide} - M_{sèche}}{M_{humide}} \cdot 100 \quad (Eq 1.3)$$

La teneur en eau permet notamment, en connaissance des limites d'Atterberg du sol analysé, de déterminer l'indice de consistance I_c , dont la valeur est un paramètre utilisé pour la caractérisation de l'état hydrique du sol.

$$I_c = \frac{W_L - W\%}{I_p} \quad (\text{Eq 1.4})$$

(avec I_p indice plasticité)

- Le second paramètre permettant d'apprécier l'état hydrique d'un sol pour son identification GTR est la position relative de la teneur en eau de sa fraction 0-20mm (w%) par rapport à celle de son optimum Proctor normal. Cette valeur w_{opt} correspond à w% pour laquelle le sol atteindra sa masse volumique sèche maximale après compactage. Afin de déterminer à quelle pourcentage massique d'eau la compacité du sol est maximale, tributaire de performances mécaniques optimales, différents essais Proctor sont effectués à énergie de compactage constante, selon la norme NF P94 093. La teneur en eau et la masse volumique sèche du matériau sont mesurées à l'issue de chacun d'eux. La courbe interprétative obtenue après la corrélation des différents couples $w\%/ \gamma_d$ permettent enfin de déterminer graphiquement la teneur en eau optimale w_{opt} (Fig. 1.6).

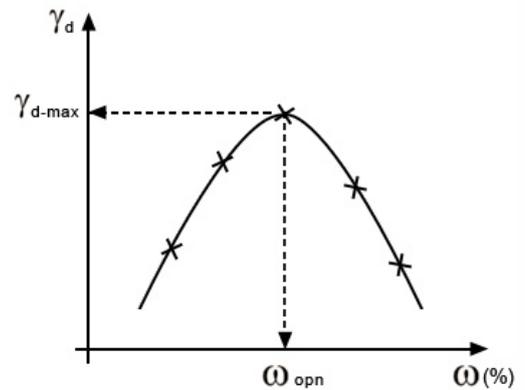


Fig. 1.6 Courbe de compactage proctor

- La valeur de l'indice portant immédiat IPI d'un matériau est un autre paramètre pour l'appréciation de son état hydrique. Cet essai, réalisé selon la norme NF P94-078 consiste à reproduire le poinçonnement exercé par le trafic des engins de chantier sur le matériau en place, compacté et porté à w_{opt} . Afin de mesurer la portance du matériau par ces conditions, on mesure l'effort de pénétration (kN) nécessaire à un poinçon pour arriver à une valeur d'enfoncement normalisée. L'indice recherché correspond alors à la valeur maximale calculée par les deux expressions ci-dessous.

$$\left(\frac{\text{effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (kN)}}{13,35} \right) \cdot 100 \quad (\text{Eq. 1.5a et 5b})$$

$$\left(\frac{\text{effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (kN)}}{19,93} \right) \cdot 100$$



Fig. 1.7 Mesure de l'IPI, indice de portance immédiat

Les derniers paramètres introduits dans cette classification GTR sont relatifs à la résistance mécanique des matériaux, permettant en cela d'estimer leur aptitude à subir des chocs lors de leur manipulation. La résistance à la fragmentation Los Angeles ainsi que la résistance à l'usure Microdeval seront déterminées suivant le même type de procédé. Ces essais consistent à placer un échantillon du matériau analysé dans un tambour, afin de lui faire subir un cycle d'usure en présence d'eau à l'aide de billes d'acier (pour l'essai Microdeval) ou de fragmentation à l'aide de boulets d'acier (pour l'essai Los Angeles). La valeur du coefficient recherché est alors fonction de la différence entre la masse totale de matériau introduite et de la fraction supérieure à 1,6mm des débris générés.

$$MDE \text{ ou } LA = \frac{m_0 - m_{1,6}}{m_0} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 1. 6})$$

La valeur seuil de ces coefficients retenue par la norme NF P11 300 pour la classification des sols des classes B et D est de 45. La résistance est intégrée dans la nomenclature courante par un chiffre placé derrière la classe de nature. B42ts désignera ainsi un sol de nature B4, dont l'état hydrique est très sec et de sous-classe de comportement 2, associée à $LA > 45$ et $MDE > 45$ selon le GTR.

1.1.3 Réalisation d'une couche de forme suivant une PST : exemple

Afin de synthétiser cette identification GTR et aborder son utilisation en travaux de voirie, ce chapitre sera consacré à l'analyse d'un sol pour la réalisation d'une couche de forme d'infrastructure routière. Cette étude, issue d'un rapport qu'il m'a été possible de consulter durant mon stage, m'a permis d'interpréter cette classification et fut une première approche du métier d'ingénieur géotechnicien.

Le projet concerne l'aménagement d'une voirie dont le tracé est tangent à la topographie. De ce fait, l'objet de cette étude fut l'analyse des premiers horizons sous la terre végétalisée, de 0,3 à 2,3m de profondeur. L'identification GTR sur le matériau naturel prélevé à la pelle mécanique permit de définir la nature et l'état hydrique du sol, dont les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Nature (interprétation visuelle)	w_n ($w\%$ naturelle)	VBS	Passant à 80 μ m (%)	Proctor Normal		Classe G.T.R.
				γ_{dmax} kN/m ³	w_{opt} (%)	
Limon argileux marron à beige	16,5	2,19	99	17,5	16,5	A1m

Fig. 1.8 Identification G.T.R. sur le sol prélevé

Le passant à 80 μ m supérieur à 35% de la masse totale et la VBS inférieure à 2,5 nous permet de définir un sol de nature A1. L'état hydrique étant suffisant pour caractériser les sols de cette classe, l'essai proctor a révélé un état moyennement humide du matériau, à $w_{opt} \leq w_n < 1,1 w_{opt}$ (cf GTR). A ce stade de l'étude, il convient de déterminer les mesures à respecter pour l'utilisation de cette classe de sol en couche de forme. Les conditions d'utilisation de l'ensemble des matériaux en couche de forme, décrites dans le guide des terrassements routiers, sont présentées par un code GWTS. Chacune de ces initiales indiquera une mesure à entreprendre lors du terrassement :

- G préconisera une modification de la granulométrie du matériau, dans le but par exemple de permettre le malaxage correct du sol traité avec le(s) liant(s) ;
- W signifiera la nécessité d'un arrosage ou d'un séchage du matériau lors de sa mise en place, afin de maintenir ou de modifier son état hydrique ;
- T désignera l'obligation de traitement du sol avant sa mise en place. Cette amélioration des propriétés mécaniques, abordée à la fin de ce chapitre, consiste à l'ajout d'un liant hydraulique associé à la chaux pour les couches de forme ;
- S préconisera enfin l'application d'un enduit de cure gravillonné éventuellement clouté.

Dans notre cas, il est spécifié que l'utilisation d'un sol de classe A1m doit être effectuée par temps sec et accompagnée des mesures WTS.

Le traitement du sol à la chaux et au liant hydraulique (généralement le ciment) a une action à court et à long terme. L'effet immédiat de la chaux couplée au ciment est une diminution de la teneur en eau des sols plastiques ainsi qu'une floculation des argiles. Le sol traité voit alors son indice portant

immédiat augmenter ainsi que sa courbe Proctor s'aplatir, son w_{opt} augmenter et sa masse volumique sèche diminuer. En clair, ces traitements diminuent la sensibilité à l'eau du sol tout en améliorant sa portance à court et long terme.

Le guide de traitement des sols (G.T.S.) décrit les performances mécaniques à obtenir sur les matériaux traités au liant hydraulique et à la chaux CaO selon la classe de sol. Tout d'abord, ce guide précise les valeurs d'IPI à obtenir lors de la mise en place des couches de forme de matériaux traités. Pour les sols de classe A1, cette valeur minimale s'élève à 20 (ref).

De plus, deux essais fondamentaux permettent de déterminer en laboratoire l'aptitude du sol au traitement (selon NF P94 100). Le premier, consistant à déterminer le gonflement volumique d'une éprouvette de sol traité après 7 jours d'immersion, permettra de déterminer si le traitement CaO + LH est adapté, si cette valeur est inférieure à 5%. Le second permet de mesurer la résistance en traction du matériau traité, par compression diamétrale (ou Rtb) (Fig 1.9). La valeur seuil de contrainte avant rupture permettant d'évaluer un traitement CaO + LH adapté, est de 0,2 MPa.



Fig. 1.9 Mesure de la résistance en compression diamétrale Rtb sur éprouvettes 10x10cm.

Dans notre étude, un traitement de 2% de CaO et de 5% de ciment nous a permis d'obtenir les performances mécaniques et les propriétés escomptées pour le réemploi du sol. Les résultats de cette analyse sur le matériau traité sont reportés dans le tableau ci-dessous.

Classe	% CaO	% Ciment	IPI	Gv (%)	Rtb (MPa)	Traitement
A1m	2	5	26 (>20)	2,6 (<5)	0,365 (>0,2)	adapté

Fig. 1. 10 Résultats de l'analyse du sol traité pour application en couche de forme

Une série d'essais, décrite dans le GTS permet par ailleurs d'évaluer les caractéristiques suivantes dans le cadre d'une étude complète de formulation pouvant intégrer des missions géotechniques d'avant-projet (G12) :

- > l'âge autorisant la circulation sur la couche traitée, déterminé par la mesure de la résistance en compression uniaxiale (Rc) sur éprouvettes d'élanement 2, à 7 et 28 jours après traitement.
- > la résistance à l'immersion au jeune âge, selon le rapport des résistances Rc obtenues sur une éprouvette à 32 jours d'immersion et sur une éprouvette à 60 jours de cure normale.
- > la résistance au gel, par la mesure de la résistance en compression diamétrale d'une éprouvette dont l'âge équivaut à la date estimée de la première apparition de gel.
- > les effets escomptables à long terme, déterminés enfin par le rapport de la résistance en compression diamétrale d'une éprouvette 28 et 90 jours après traitement et du module élastique E mesuré (Fig 1.9).

Le rapport entre la résistance en compression diamétrale et le module élastique mesuré permet par ailleurs de déterminer l'épaisseur de la couche de forme à mettre en place, renseignement fondamental qui sera obtenu selon le zonage établi par le GTS et les classes mécaniques définies.

1.2 Investigation géotechnique in-situ et dépouillement des essais

Durant mon stage, j'ai eu l'occasion de découvrir à quel point l'interprétation des mesures in-situ devait être associée à une bonne maîtrise des différentes étapes d'obtention des résultats. La précision des outils, comme la nature imprévisible du terrain sont autant de paramètres à prendre en compte en amont de toute étude géotechnique.

A défaut de présenter la gamme complète des différents moyens techniques dont dispose Ginger CEBTP et de la grande variété de mesures in-situ qu'elle réalise, mon exposé sera centré sur les essais dont j'ai pu, par le rapport d'étude qu'il m'a été donné de rédiger (cf § 2.2), interpréter les résultats dans le cadre d'un pré-dimensionnement de fondations superficielles.

Dans ce chapitre, nous distinguerons les techniques de prélèvement et de reconnaissance du sous-sol aux essais de mesure des propriétés mécaniques.

1.2.1 Reconnaissance verticale et horizontale des faciès

En géotechnique, la description lithologique des terrains est réalisée selon différentes méthodes, associées ou non au prélèvement d'échantillons. Ces investigations, généralement à la base de toute mission géotechnique, permettent en parallèle de récolter les données piézométriques du site étudié ainsi que, pour certaines d'entre elles, de préparer la réalisation des essais nécessitant un puits de forage tels que les essais pressiométriques ou les mesures de perméabilité.

- L'essai à la tarière manuelle ou mécanique est un sondage semi-destructif, nécessitant donc le remaniement du sol. Les matériaux prélevés par la méthode manuelle ainsi que les résidus de forage («cuttings») issus des tarières mécaniques ne peuvent donc faire l'objet de mesure de masse volumique en laboratoire. Les essais de tarière mécanique, consistant à percer le sol par forage tout en faisant remonter par une vis sans fin les matériaux traversés, sont couramment utilisés pour l'élaboration de coupes lithologiques précises, jusqu'à une dizaine de mètres. L'essai manuel, moins onéreux mais dont la portée excède rarement 3m, sera généralement renouvelé sur l'étendue de la zone d'étude, permettant en cela d'apprécier l'homogénéité latérale des formations superficielles. Bien que les propriétés de densité/compacité des matériaux ne puissent être mesurées sur les échantillons prélevés, des identifications GTR permettent néanmoins de déterminer la nature et l'état hydrique des sols (cf § 1.1). Cette méthode d'investigation est typiquement utilisée pour l'appréciation de phénomènes de retrait gonflement des sols, contexte dans lequel j'ai pu réaliser trois essais à la tarière manuelle (cf Fig. 1.10).



Fig. 1.10 Tarière manuelle



Fig. 1.11 Tige hélicoïdale pour tarière mécanique.

- En géotechnique, les techniques de carottage présentent l'intérêt de ne pas remanier les échantillons, permettant ainsi de préserver leur propriétés structurales de compacité. Par ailleurs, il s'agit du principal mode de prélèvement pour la réalisation en laboratoire des essais géomécaniques nécessitant le matériau intact, de types essais de cisaillement, triaxiaux, œdométriques. Chez Ginger

CEBTP, ces essais de mesures des propriétés mécaniques des matériaux prélevés sont effectués, pour la région nord de la France, au laboratoire implanté à Reims. La mesure de la masse volumique des matériaux comme l'ensemble des essais permettant d'identifier les sols selon la norme NF P11 300 (cf § 1.1) seront quant à eux réalisés directement sur carottage à l'agence de Béthune.



Fig. 1.12 Photo d'enregistrement d'une carotte de sol

- Dans le cadre de la mission géotechnique G12 présentée en deuxième partie de ce rapport, la réalisation d'essais au pénétromètre dynamique fut davantage consacrée à l'estimation de l'homogénéité géomécaniques (qualitative) qu'au calcul de la capacité portante du sol. La technique normalisée consiste à enfoncer une tige, dont les caractéristiques sont connues, par le battage successif généré par la chute libre d'un mouton de masse M connue sur une enclume solidaire de l'ensemble. Ces essais sont couramment réalisés pour leur coût économique en sondage de reconnaissance. Ils permettent d'exprimer la résistance de pointe Q_d (MPa) en fonction d'un paramètre lié au type d'outil et de l'indice de pénétration, rapport de l'enfoncement de la tige et du nombre de chutes effectuées. La Formule des Hollandais s'écrit :

$$Q_d = \frac{M^2 \cdot H \cdot g}{M + CT} \cdot \frac{1}{S} \cdot \frac{Nd10}{\Delta h} \quad (\text{Eq. 1.7})$$

paramètre du pénétromètre dynamique données pénétrométriques
1 / IP

avec

M : masse du mouton (kg)

CT : masse frappée = enclume + tiges (kg)

H : hauteur de chute (m)

g : accélération terrestre ($m \cdot s^{-2}$)

S : section droite de la pointe (m^2)

$Nd10$: nombre de coup nécessaires à l'enfoncement Δh (on fixe généralement $\Delta h = 20\text{cm}$).

Les variations de Q_d au pénétrogramme (cf Annexe 5) mettent ainsi en évidence des différences de compacité des couches traversées. Aussi, bien que les valeurs de résistance de pointe soient rarement suffisantes pour un calcul fiable de contrainte admissible du sol, elles présentent l'avantage de fournir une mesure en continue sur la profondeur étudiée. Nous verrons par ailleurs dans notre étude que la découverte de passées molles, par des chutes brutales de résistance sur certains sondages, peut être déterminante dans les préconisations d'une hauteur d'encastrement de fondations superficielles.

Notons que les valeurs pénétrométriques utilisées pour notre étude ont été recueillies à l'aide d'un pénétromètre dynamique mécanique PDB (sans boue d'injection), dont la masse du mouton est de 63,5kg et la hauteur de chute de 75cm.

La réalisation de plusieurs essais au pénétromètre dynamique à main (à $M=10\text{kg}$ et $H=0,5\text{m}$) m'a permis de mieux intégrer l'acquisition des résultats (Fig 1.13).



Fig. 1.13 Essai au pénétromètre dynamique à main

1.2.2 L'essai pressiométrique Ménard : correction des données brutes et dépouillement

Il s'agit de l'essai géotechnique in-situ le plus courant pour le calcul de la contrainte admissible d'un sol sous fondation. Réalisé selon la norme NF P 94-110, il est le seul essai in-situ permettant de fournir à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sous-sol. Dans la deuxième partie de ce rapport, nous verrons comment interpréter les résultats pressiométriques pour le choix et le dimensionnement de fondations superficielles.

Le principe de cet essai, praticable dans tout type de sol, est simple : il consiste à introduire dans un puits de forage suffisamment large, généralement de tarière mécanique, une sonde cylindrique gonflable aux différentes profondeurs étudiées. Une augmentation par paliers de la pression p appliquée sur la sonde par injection d'eau provoque la dilatation de la cellule, directement mesurée par le technicien sur un niveau d'eau (Fig. 1. 14). Le contrôleur pression/volume est doté d'un cadran permettant de contrôler la pression radiale appliquée sur les parois du puits (au centre de l'image). Le niveau d'eau est visible sur la gauche de l'appareil.



Fig. 1.14 Contrôleur pression/volume

Les couples pression (MPa)/volume (cm³) ainsi déterminés à 60 secondes après l'ajustement de la pression permettent de tracer la courbe brute de l'essai. La courbe de fluage brute, quantifiant la vitesse de dilatation de la cellule afin de s'adapter au palier de pression franchi est alors tracée selon la fonction :

$$f(p) = (V_{60} - V_{30}) \cdot 10 \quad (\text{Eq. 1.8})$$

avec

V_{60} et V_{30} les volumes de la cellule à 60 et 30 secondes après palier

L'interprétation quantitative de ces résultats nécessite certaines corrections sur les courbes brutes obtenues, tenant compte des caractéristiques de l'appareillage. La courbe corrigée prendra en compte les paramètres suivants :

- > la résistance propre de la sonde, mesurée par le gonflement à l'air libre de la cellule avant d'effectuer l'essai, et permettant un étalonnage des résultats bruts.
- > la constante de dilatation a de la sonde, traduisant la déformabilité propre de l'appareillage.

Après correction, les deux courbes permettent ainsi d'identifier deux phases mécaniques fondamentales du sol :

- La première, de la pression de mise en contact de la sonde sur les parois, à la pression que l'on désignera de «fluage», témoigne du comportement pseudo-élastique du sol. Cette phase sera caractérisée par une augmentation pseudo-linéaire du volume d'eau en fonction de la pression appliquée. La pente de cette courbe exprime le module pressiométrique E_M , permettant de déterminer le coefficient rhéologique du sol α afin d'estimer les tassements prévisibles (cf § 2.2.1).
- La seconde phase de p_f à la pression limite p_l avant rupture sera associée à la formation d'une zone de déformation plastique entourant la sonde, remarquable par l'allure exponentielle de la courbe.

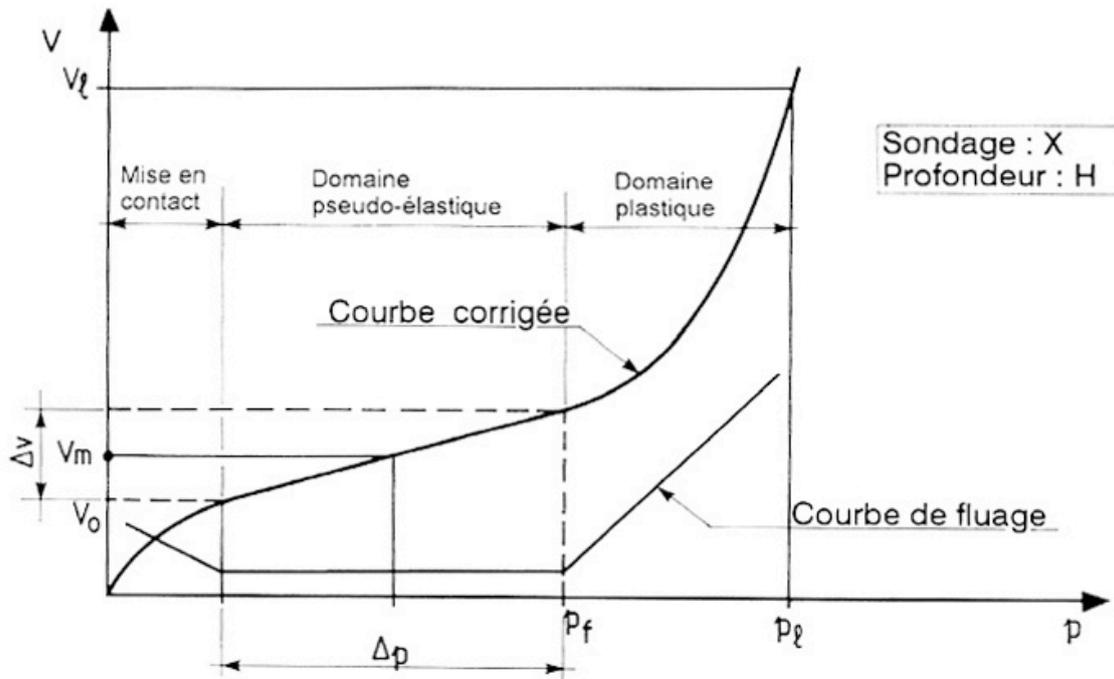


Fig. 1.15 Courbe pressiométrique corrigée théorique.

Le dernier paramètre à prendre en compte dans le traitement des données in-situ est l'influence du poids des terres sur les résultats de pression recueillis. En considérant σ_{hs} la pression horizontale des terres au repos, on obtient pour les deux pressions remarquables :

$$p_l' = p_l - \sigma_{hs} \quad \text{et} \quad p_f' = p_f - \sigma_{hs} \quad (\text{Eq. 1.9a et 9b})$$

avec p_l^* et p_f^* la pression limite nette et la pression de fluage nette

Dans la pratique, les essais pressiométriques ne permettent jamais d'atteindre la pression de rupture du sol p_l^* . De ce fait, un dépouillement des essais est nécessaire et consiste à l'interprétation des courbes corrigées obtenues, afin de déterminer les paramètres p_l^* , p_f^* et E_M . Chez Ginger CEBTP, le travail de correction, d'interprétation et d'extrapolation des données brutes est effectué à l'aide du logiciel Géowin, conçu et programmé par le groupe Ginger (cf Annexe 2a).

Durant mon stage, j'ai eu l'occasion d'interpréter visuellement les courbes pressiométriques corrigées des essais abordés dans la deuxième partie de ce rapport. A partir du logiciel, il me fut donc possible de placer manuellement la pression p_f à la vue de la courbe pression/volume, cette valeur devant correspondre au mieux à l'envolée de la courbe de fluage, témoignant des premiers stades de déformation plastique. Le choix des valeurs P_1 et P_2 , délimitant la phase pseudo-élastique considérée, permet, lui, de calculer automatiquement le module pressiométrique E_M par estimation de la pente sur ce tronçon. Cette manipulation permettra en parallèle d'engendrer une extrapolation pour la valeur avant rupture p_l (cf Annexe 2a). A noter que la pression caractérisant la rupture du sol p_l peut être également estimée visuellement, correspondant au point asymptotique de la courbe corrigée.

Les valeurs de pressions remarquables retenues ainsi que les modules pressiométriques pour chaque profondeur d'essai habillent enfin la coupe représentée en Annexe 3, offrant le profil complet des propriétés pressiométriques du sous-sol.

2. REDACTION D'UN RAPPORT D'ETUDE DE MISSION G12

La deuxième partie de cette présentation sera consacrée à la rédaction d'un rapport d'étude de mission géotechnique d'avant projet (G12) que j'ai eu l'occasion d'effectuer au sein de l'agence Ginger CEBTP de Béthune. Cette expérience, en plus de m'avoir illustré différents essais auxquels j'ai pu participer ou assister au cours de ces premières semaines de stage, m'a permis de découvrir la rigueur et la passion qui sont la base du métier que j'envisage.

Afin de respecter le caractère privé de l'étude, aucun des détails relatifs au projet dont il sera sujet tels que sa localisation précise, l'identité du client ou le numéro de dossier, ne seront divulgués dans ce travail.

Toutefois, par un souci de clarté et afin de présenter au mieux la tâche qui m'a été confiée, cette partie s'articulera autour des principaux axes du rapport d'étude rédigé, de la prise de connaissance de la mission aux résultats et préconisations exprimés.

2.1 Mission et investigation géotechnique

2.1.1 Problématique de la mission et contexte de l'étude

Dans tout rapport d'étude géotechnique, les premières parties sont exclusivement consacrées au rappel de l'objet d'étude, de la mission qui a été réalisée en accord avec le client, ainsi qu'à la synthèse des informations recueillies avant le début des investigations.

La norme AFNOR sur les missions d'ingénierie géotechnique définit les interventions proposées par Ginger CEBTP à tous les stades de l'avancement d'un projet. L'étude d'avant-projet (G12) se différencie des missions G11 par la réalisation d'un programme d'investigation géotechnique détaillé, afin de fournir les hypothèses du sol nécessaires au stade de l'avant-projet. Cette prestation est accompagnée de différentes préconisations constructives, relatives au type et au dimensionnement de fondations, au choix des soutènements éventuels, ou aux mesures à respecter lors d'opérations de terrassement. Il est à rappeler que ces études ne prennent pas en considération les notions de coût et de délai des ouvrages géotechniques, qui devront faire l'objet d'études géotechniques de projet (G2), et qui seront directement intégrées à la mission de maîtrise d'oeuvre.

L'identification et la localisation du projet sont effectuées à partir des documents et informations communiquées par le demandeur de la mission. Le type de construction (immeuble, pavillon, voirie etc), l'emprise au sol de l'ouvrage, la nature du niveau bas, les terrassements envisagés ainsi que la mitoyenneté de la construction seront ici rappelés succinctement. Les plans fournis permettent de délimiter la parcelle concernée par l'étude, de prendre connaissance du nombre d'étages/sous-sol ainsi que de leur superficie. Cette description du projet est généralement complétée par les données topographique de la zone d'étude (altimétrie NGF, pente) ainsi que par une estimation des descentes de charge du projet, dans le cas où celles ci seraient connues à ce stade du projet.

Enfin, le bilan des connaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques et sismiques du site établies avant le début des investigations a deux utilités principales :

- d'une part, prévoir les formations rencontrées/ niveaux d'eau relevés ou la présence éventuelle de remblais lors des investigations.

- d'autre part, identifier et quantifier les risques, naturels ou liés aux activités anthropiques passées, à prendre en compte dans le déroulement du projet. Ces informations, recueillies pour la plupart auprès d'organismes d'étude tels que le BRGM (bureau de recherche géologique et minière) regroupent généralement les aléas d'inondation par ruissellement ou par remontée de nappe, la présence de cavités ou d'anomalies gravimétriques, les risques liés au retrait-gonflement des argiles ainsi que les risques sismiques. Ces informations permettent de définir si l'application de règles spécifiques à ces risques est de rigueur.

Le projet qui fait l'objet de cette étude concerne la construction d'un immeuble de type R +2+mezzanine, sans niveau de sous-sol, d'une emprise au sol approximative de 180 m². Un dallage sur terre plein est envisagé pour occuper le niveau bas de l'ouvrage, dont les descentes de charge ne sont pas connues à ce stade du projet. De plus, il n'est pas prévu de terrassements autres que le simple reprofilage du terrain naturel, (+/- 0,3 m), dont l'altitude approximative est d'environ 20m NGF et dont le profil topographique est par ailleurs plat. A noter que, selon le client, le terrain n'aurait jamais connu de construction. Il semblerait donc improbable de rencontrer des épaisseurs de remblais ou des vestige de récentes construction lors de nos investigations géotechniques.

D'après l'expérience locale de Ginger CEBTP et à la vue de la carte géologique de Saint Omer (Fig. 2.1) , le site serait constitué des formations suivantes de haut en bas :

- Limons du Pléistocène (LP₁ sur la carte)
- Argiles de Louvil & le Tuffeau de St Omer (e₂ sur la carte)
- Substratum crayeux du Sénonien (c₄ sur la carte)

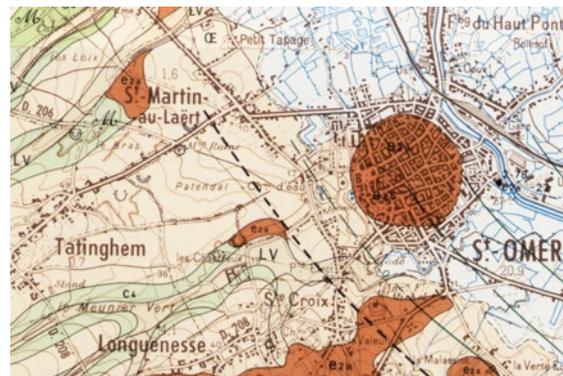


Fig. 2.1 Extrait de la carte géologique de Saint Omer à l'échelle 1/50 000

De plus, d'après les informations recueillies auprès du BRGM, la vulnérabilité du site fait l'état :

- d'un aléa faible face au risque au retrait-gonflement des argiles ;
- d'un aléa faible à très faible face au risque d'inondation par remontée de nappe.

Il est par ailleurs à noter que le site étudié est classé en zone de sismicité 2 (aléa faible) d'après le nouveau zonage de la France en vigueur. L'application des règles d'après l'Eurocode 8 ne sera donc pas obligatoire pour ce projet.

Enfin, nous sommes en mesure de préciser que la commune a fait l'objet d'exploitations minières à ciel ouvert, ayant pu donner lieu à des cavités mais qu'aucune n'a été localisée sur le site concerné.

A la demande du client et en adéquation avec la norme AFNOR décrivant les missions d'ingénierie géotechnique, la mission confiée à Ginger CEBTP s'articule en trois points :

- ➔ déterminer les caractéristiques géologiques, géotechniques, hydrogéologiques (par le relevé ponctuel du niveau d'eau dans les sondages) et sismiques du site ;
- ➔ définir les systèmes de fondations envisageables pour le projet en fonction des éléments communiqués le concernant ; leur mise en œuvre, la capacité portante du sol et l'estimation des tassements, et réaliser une ébauche dimensionnelle ;
- ➔ fournir les conditions de faisabilité des dallages (en adéquation avec le DTU 13.3).

2.1.2 Réalisation et synthèse des investigations géotechniques

Le choix des moyens d'investigation in-situ ou en laboratoire ainsi que les résultats obtenus seront présentés dans la deuxième partie du rapport d'étude. L'implantation des sondages, la profondeur des essais géomécaniques ou de reconnaissance, le matériel utilisé ainsi que les normes associées à leur réalisation complèteront dans un premier temps la partie descriptive des investigations. On se référera par ailleurs au chapitre 1.2 pour les détails relatifs au dépouillement et à l'obtention des résultats des essais réalisés pour cette étude.

La synthèse des résultats d'investigations nécessite un premier travail d'interprétation de l'ingénieur. Le découpage du sous-sol doit en effet être réalisé en tenant compte de la nature des formations rencontrées, de leurs propriétés mécaniques, ainsi que des différents niveaux d'eau relevés. Les feuilles d'essais, présentant les résultats détaillés de chacun des essais, seront obligatoirement intégrés en annexe et appuieront cette interprétation.

Les investigations géotechniques pour cette étude d'avant-projet ont été intégralement réalisées in-situ. Les moyens de reconnaissance et d'essais qui ont été définis en accord avec le client sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Type de sondage	Quantité	Référence	Profondeur (m)
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm avec exécution d'essais pressiométriques. Norme NF P94-110	1	PRS1	10.0 (6 essais)
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	1	T2	6.0
Essai au pénétromètre dynamique lourd Norme NF EN ISO 22476-2	5	PD1 à PD5	8.0

Fig. 2.2 Tableau récapitulatif des moyens d'investigation in-situ utilisés.

Ces sondages, réalisés intégralement, ont été implantés sur la zone d'étude de façon à caractériser au mieux le volume concerné par la construction. La logique suivie pour cette implantation peut être décrite de façon suivante :

- L'essai de reconnaissance à la tarière mécanique ayant donné lieu aux essais pressiométriques (PRS1) fut exécuté au centre de la surface d'emprise du futur immeuble; la représentativité de la zone d'étude est appréciée par les sondages complémentaires au pénétromètre dynamique.
- Quatre des cinq essais au pénétromètre lourd (PD2 à PD5) furent répartis aux quatre sommets de la zone concernée par la construction, afin de vérifier l'homogénéité latérale des formations. Le cinquième (PD1), réalisé à proximité du sondage PRS1, permet d'estimer/d'étalonner qualitativement la compacité des formations traversées lors du premier sondage.
- Le deuxième essai à la tarière mécanique (T2), enfin, fut exécuté à proximité du sondage pénétrométrique PD2, permettant de disposer d'un autre point d'investigation définissant la nature lithologique en parallèle à la compacité des formations traversées.

Afin d'effectuer la synthèse de ces investigations, nous nous appuyons sur les résultats détaillés des sondages, présentés en annexe 3, 4 et 5. Dans un souci de limiter le volume d'annexes, un seul des cinq pénétrogrammes (PD5) sera reporté dans ce travail, s'étant révélé le plus représentatif des essais réalisés pour cette étude.

Les deux essais de reconnaissance à la tarière mécanique (cf annexes 3 et 4) ont permis d'identifier deux formations principales sous la terre végétale, à partir de profondeurs allant de 0,4 à 0,8m.

- La première épaisseur est limoneuse, de couleur marron-brun et à teneur en argile et en silt variable. Cette formation, s'étendant jusqu'à 4,0 et 4,2 m selon les sondages, correspondrait, en connaissance du contexte géologique de la région, au limon du Pléistocène (cf § 2.1.1).

- La seconde formation, plus argileuse, et caractérisée par une couleur marron à grise, est rencontrée jusqu'à l'arrêt du sondage le plus profond, soit 10 m au droit de PRS1. On notera par ailleurs la présence d'une couche sableuse dans les niveaux inférieurs à partir de 8,5 m de profondeur (cf Annexe 3). Cette formation correspondrait aux argiles de Louvil et Tuffeau de St Omer d'après les informations recueillies en amont de ces investigations, présentant des variations de faciès argileuses à sableuses.

Les essais pénétrométriques exécutés ont permis de confirmer ces variations verticales de faciès, en plus d'offrir une première appréciation qualitative de la portance des horizons. Les valeurs de résistance de pointe mesurées dans la formation limoneuse sont comprises entre 0,7 à 4,0 MPa, révélant des passées particulièrement molles entre 0,9 et 1,5m environ, associées à $Q_d \approx 0,7$ MPa au droit des sondages PD1, PD4 et PD5 (cf annexe 5). La formation argileuse sous-jacente, plus compacte, est caractérisée par une capacité portante bien meilleure, que témoignent des valeurs Q_d comprises entre 3 et 18 MPa.

Enfin, le découpage du sous-sol à partir des valeurs pressiométriques permettra de déterminer quantitativement la portance du sol ainsi que les tassements engendrés par l'ouvrage. L'analyse des six courbes pression/volume a ainsi permis d'estimer, visuellement ou par extrapolation, la pression limite nette avant rupture pour chaque profondeur d'essai (cf § 1.2.2). Ces valeurs, reportées sur la coupe en annexe 3, permettent de distinguer la formation limoneuse, où la rupture interviendrait pour des pressions radiales appliquées entre 0,50 et 0,57 MPa, de la formation argileuse offrant $1,14 < p_i^* < 4,53$ MPa. Les modules pressiométriques E_M , ont enfin permis de différencier la formation limoneuse, plus susceptible d'être le siège de déformations pseudo-élastiques pour des faibles contraintes appliquées, de la formation argileuse, caractérisée par des valeurs de E_M plus élevées, et qui serait de ce fait moins susceptible de se tasser.

Le relevé ponctuel du niveau d'eau dans les sondages a permis de localiser le niveau stable de la nappe à 2,3 m de profondeur.

Formation	Nature du sol	Profondeur de base (m)	Valeurs pressiométriques		Résistance de pointe (MPa)
			P_i^* (MPa)	E_M (MPa)	
N°1	Limon argileux brun à marron	4.00 à 4.20	$0,50 < p_i^* < 0,57$	$4.0 < E_M < 6.1$	$0.7 < q_d < 4.0$
N°2	Argile limoneuse marron à grise	> 10.00	$1,14 < p_i^* < 4,53$	$13.8 < E_M < 48.4$	$3.0 < q_d < 18.0$

Fig. 2.3 Tableau récapitulatif des caractéristiques géomécaniques

2.2 Interprétation des résultats et prescriptions

La seconde partie du rapport d'étude géotechnique est intégralement consacrée à l'interprétation des résultats d'investigation afin de répondre à la problématique de l'étude. Dans notre cas, la mission d'avant-projet qui fut confiée à Ginger CEBTP consiste en partie à définir un type de fondation envisageable pour la construction d'un immeuble, ainsi que d'en réaliser une ébauche dimensionnelle (cf § 2.1.1). Les conditions de faisabilité des dallages de l'édifice, bien que faisant partie de la mission G12, ne seront pas abordées dans ce travail.

Dans un premier temps, nous décrivons le procédé de dimensionnement des fondations superficielles à partir des données pressiométriques recueillies. Cette suite de calculs, que fournit le D.T.U. 13.12, permet de traduire la pression radiale exercée par la sonde en contrainte verticale sous fondation. Le second sous-chapitre sera consacré à l'application de cette méthode pour notre étude ainsi qu'à la présentation des résultats dans le rapport d'étude.

2.2.1 Calcul de fondations superficielles par méthode pressiométrique

La méthode pressiométrique est le procédé le plus courant pour estimer la capacité portante d'un sol associée à une géométrie de fondation superficielle. Cet essai, nous l'avons vu, permet de livrer un critère de rupture du sol par la pression limite nette p_l^* , ainsi qu'un critère de déformabilité du sol par le module pressiométrique E_M (cf § 1.2.2). Ces grandeurs obtenues permettent respectivement de déterminer la contrainte admissible du sol ainsi que les tassements prévisibles sous la construction.

En bureau d'étude, ces calculs sont effectués à l'aide du logiciel Géowin. Durant mon stage, la réalisation de ce travail «à la main» me permet d'intégrer les différentes grandeurs, ainsi que d'assimiler la logique accompagnant ces calculs.

La contrainte admissible q'_a du sol correspondra à la contrainte de référence à ne pas dépasser sous une fondation superficielle. Sa valeur ne devra pas dépasser un terme, fonction de la contrainte effective de rupture de la semelle q'_u et de la contrainte verticale effective initiale q'_0 :

$$q'_a \leq q'_0 + \frac{q'_u - q'_0}{\text{coefficient de sécurité}} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Le coefficient de sécurité intégrant cette expression dépendra du mode de sollicitation qui sera considéré pour l'ouvrage. La valeur associée à la sollicitation de tous les jours, définissant l'état limite de service de l'ouvrage (ELS), sera de $\underline{3}$ et n'engendrera que des déformations élastiques.

Comme définie par l'expression 2.1, la contrainte admissible d'un sol est obtenue en soustrayant la contrainte verticale effective initiale q'_0 à la contrainte ultime pouvant supporter le sol sous la fondation. q'_0 traduira donc l'action du poids des terres à la profondeur d'encastrement et sera calculée à partir de l'expression suivante.

$$q'_0 = \gamma' \cdot D \quad (\text{Eq. 2.2})$$

avec γ' la masse volumique effective de sol (kN/m^3) et D la hauteur d'encastrement de la fondation (m)

Le calcul de q'_u , correspondant à la contrainte ultime que peut amortir le sol avant rupture est réalisé par méthode pressiométrique à partir de la formule fondamentale de L. Ménard (Eq 2.3). Cette relation permet d'exprimer la contrainte effective de rupture de la semelle en fonction du coefficient de portance k_p , de la contrainte verticale effective initiale du sol q'_0 et de la pression limite nette équivalente du sol p^*_{le} , que nous décrirons ci-après.

$$q'_u - q'_0 = k_p \cdot p^*_{le} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

La pression limite nette équivalente permettra de prendre en compte l'hétérogénéité du sol sous la profondeur d'encastrement de la fondation superficielle. Par convention, elle correspond à la moyenne géométrique des n valeurs p^*_i mesurées sur une épaisseur sous la semelle correspondant à 1,5 fois sa largeur B .

$$p^*_{le} = (p^*_{l1} \cdot p^*_{l2} \cdot (\dots) \cdot p^*_{ln})^{\frac{1}{n}} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Le coefficient de portance k_p , dernier facteur influençant la contrainte ultime du sol sous une fondation superficielle, dépendra de trois paramètres :

- la nature du sol ;
- la géométrie de la semelle ;
- la hauteur d'encastrement équivalente h_e .

Cette dernière valeur est obtenue par intégration des valeurs de pression limite nettes mesurées au dessus de la profondeur d'encastrement D , telle que :

$$h_e = \frac{1}{p^*_{le}} \int_0^D p^*_l(z) \cdot dz \quad (\text{Eq. 2.5,})$$

Le coefficient k_p est alors obtenu selon le D.T.U. 13.12 en fonction des paramètres de forme, d'encastrement de la fondation superficielle et de la nature de la couche d'ancrage, comme illustré ci-contre.

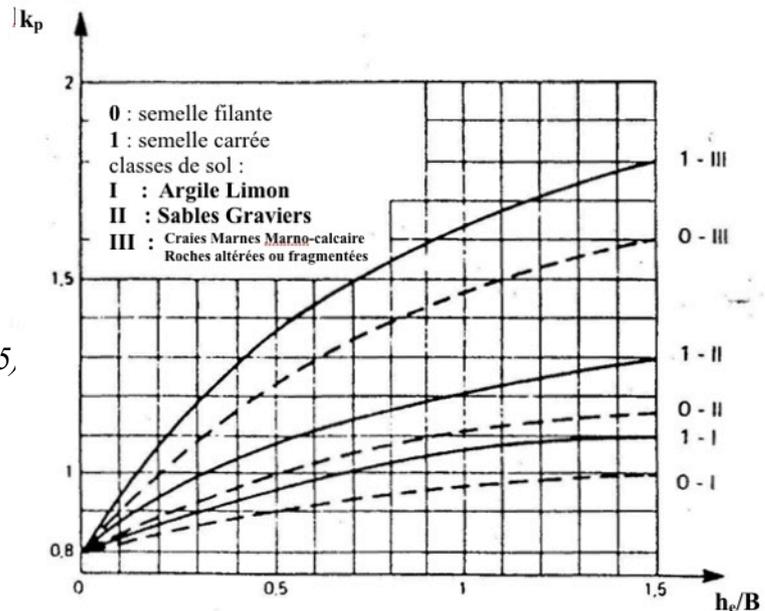


Fig. 2.4 Détermination du coefficient de portance k_p en fonction des paramètres de géométrie, d'encastrement de la semelle et de la nature du sol.

Dans ces études d'avant-projet, les tassements totaux prévisibles sont calculés en considérant une contrainte sur fondation égale à la contrainte admissible déterminée sous l'état limite de service (Eq. 2.1) et calculée selon la méthode pressiométrique décrite ci-dessus. Ce travail consiste à déterminer une largeur de semelle suffisante pour supporter une descente de charge compatible avec le projet, tout en ne générant que des tassements d'ordre infra-centimétrique.

Sous une fondation superficielle, le tassement total est défini comme la somme des tassements concernant le domaine sphérique s_c (ou de consolidation) directement sous la fondation, et le domaine déviatorique s_d , déformation vers l'extérieur de la fondation. Ces deux phénomènes seront quantifiés par des expressions faisant intervenir le module pressiométrique E_M qui, nous l'avons vu, permet de caractériser le comportement pseudo-élastique du sol, le coefficient rhéologique α , traduisant l'état de consolidation du sol, les contraintes effectives appliquées ainsi que la géométrie des fondations.

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot (q'_a - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$s_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q'_a - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad (\text{Eq. 2.6a et 6b})$$

avec B et B_0 respectivement la largeur de la semelle (à $B > 0,6\text{m}$) et la largeur de référence $B_0 = 0,6\text{ m}$

E_c et E_d correspondront aux valeurs du module pressiométrique E_M pondérées suivant les contraintes sphériques ou déviatoriques. Elles seront exprimées de la manière suivante, en cohérence avec le découpage du sol illustré par la figure 2.4.

$$E_c = E_1 \quad (\text{Eq. 2.7a et 7b})$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

Les coefficients de formes intervenant dans l'expression de chacun des tassements seront définis par la géométrie de la semelle, exprimée par son rapport longueur/largeur :

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Fig. 2.5 Valeurs des coefficients de forme λ_c et λ_d en fonction du rapport L/B de la semelle

Le coefficient rhéologique α , enfin, dépendra du rapport E_M/p_l de la couche d'ancrage, traduisant l'état de consolidation du sol par son caractère de déformabilité/rupture :

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	E/ p_l	α	Type	α						
Surconsolidé, très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
										Normal	1/2
Normalement consolidé, normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très fracturé	1/3
Sous-consolidé, altéré	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	Très altéré	2/3

Fig. 2.6 Détermination du coefficient rhéologique du sol.

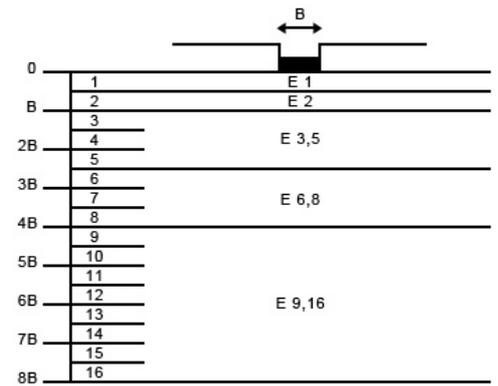


Fig. 2.4 Découpage du sol relatif à la pondération des modules E_c et E_d
(cf Eq. 2.7a et 7b)

2.2.2 Application de la méthode pressiométrique et résultats de l'étude

D'après les investigations réalisées au pénétromètre dynamique lourd sur la zone d'étude, nous avons pu mettre en évidence la présence de passées très molles, traduites par une chute de la résistance de pointe q_d entre 0,9 et 1,5 m de profondeur (cf § 2.1.2).

Afin de s'affranchir de ces couches à faible compacité, les calculs de fondation qui ont été réalisés considèrent une hauteur d'encastrement D de 1,9 m sous la surface du terrain naturel. Cette valeur sera à distinguer de la hauteur d'ancrage de la fondation, correspondant à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse, soit 1,1 m dans la couche N°2 (Fig. 2.7) et donc 0,4 m sous la passée très molle.

Le découpage du sous-sol que nous avons considéré pour nos calcul de dimensionnement de fondations superficielles est présenté dans le tableau suivant.

N°	Nature du sol	Base (m)	γ (kN/m ³)	E_m (MPa)	p_i^* (MPa)	α
1	Tv	0,80	18,0	1,0	0,10	0,50
2	Limon	2,30	18,0	6,1	0,50	0,50
3	Limon	4,20	10,0	4,0	0,50	0,50
4	Silt Argileux	6,40	10,0	14,0	1,10	0,50
5	Silt Argileux	8,50	10,0	48,4	3,14	0,67
6	Argile sableuse	15,5	10,0	35,6	4,50	0,50

Fig. 2.7 Découpage utilisé pour le dimensionnement des fondations superficielles
(en gris, la couche porteuse)

A noter que les propriétés de la couche d'argile sableuse profonde ont dû être extrapolées au delà de la profondeur d'investigation afin de permettre le calcul du tassement associé au domaine déviatorique.

Par ailleurs, nous ajouterons que la masse volumique γ des couches de sol au dessus du niveau d'eau est généralement estimée à 18 kN/m³ pour les limons, traduisant dans ce cas une contrainte verticale effective initiale de 34,2 kPa à la profondeur d'encastrement de 1,9 m.

Le travail consista tout d'abord au calcul de la contrainte ultime du sol associée à une semelle isolée ou filante pour différentes largeurs de fondations. La pression limite nette équivalente p_{ie}^* , étant donnée l'homogénéité des valeurs de pression limite obtenues jusqu'à 4,20 m, se révéla égale à 500 kPa pour des semelles de largeurs comprises entre 0,4 et 1,7 m.

Les valeurs du coefficient de portance calculées pour les semelles filantes de largeur de 0,4 à 1,4 m ont permis d'estimer la contrainte ultime du sol entre 510 et 590 kPa. Des semelles carrées à $0,7 < B < 1,7$ m sont quant à elles associées à une résistance du sol q_u entre 530 et 600 kPa. La hauteur d'encastrement équivalente a été estimée selon la relation 2.5 à 1,26 m pour ces deux types de semelle.

Le calcul de la contrainte admissible q_a a été effectué en intégrant une marge de sécurité. La valeur de q_u que nous avons prise en compte est de 500 kPa pour les deux types de fondations superficielles. Après l'intégration du coefficient de sécurité associé à l'état de sollicitation E.L.S, et l'élimination du poids des terres traduit par q_0 , la contrainte admissible q_a s'est élevée à 189 KPa pour des semelles filantes ou isolées. La valeur retenue pour la contrainte à ne pas dépasser sous l'état limite de service ELS, permettant de limiter les tassements calculés à 1 cm va dans le sens de la sécurité, et s'est élevée à 170 KPa.

La descente de charge associée à la construction n'étant pas connue à ce stade du projet, les tassements prévisibles calculés s'entendent pour une contrainte appliquée sur le sol égale à la valeur q_a retenue sous ELS. Pour les deux types de semelles, une augmentation de la largeur B de la fondation inclura des tassements plus importants. Une emprise au sol trop faible pourrait par ailleurs ne pas être suffisante pour supporter le poids de l'immeuble. La valeur des tassements ainsi que des charges correspondantes pour chaque géométrie de fondation compléteront les valeurs de contrainte calculées. Le tableau ci-dessous synthétisera les résultats de l'étude.

Type de fondation	Contrainte ultime q_u (MPa)	E.L.S. vis-à-vis des déformations		
		Contrainte à retenir q_a ELS (MPa)	Charge correspondante Q	Tassement s calculé sous q_{ELS}
Semelle continue (B = 0,4 à 1,4 m descendue à 1,9 m/ TN)	0,51 à 0,59	0,17	70 à 240 kN/ml	0,5 à 1,1 cm
Semelle isolée (B = 0,7 à 1,7 m descendue à 1,9 m/ TN)	0,53 à 0,60	0,17	85 à 490 kN/appui	0,5 à 0,8 cm

Fig. 2.7 Contraintes maximales et tassements générés pour chaque géométrie de fondations superficielles

Bien que l'optimisation de la largeur de fondation ne soit pas intégrée à cette étude d'avant projet G12, une estimation de la descente de charge de la construction peut être réalisée, et permettre de vérifier si les géométries proposées sont compatibles avec le projet.

L'ordre de grandeur généralement considéré pour estimer la descente de charge d'un édifice est de une tonne par mètre carré par niveau. Dans notre cas, un immeuble de quatre niveaux (R +2+mezzanine) pourra être traduit par une descente de charge de 4 T/m².

Si l'on considère une portée courante de semelle filante de 4 à 5 m² par mètre linéaire, on pourra estimer une charge appliquée par la construction comprise entre 16 et 20 tonnes par mètre linéaire de fondation. Les résultats de nos calculs, reportés dans le tableau ci-dessus, permettent d'estimer la charge maximale sur un mètre linéaire de semelle filante à 24 T. Cette charge, associée à une semelle de largeur B = 1,4 m, entrainera cependant un tassement total supracentimétrique. D'après nos résultats intermédiaires, une largeur de fondation de 1,0 m sera par ailleurs envisageable, pouvant supporter une charge de 17 T/ml, sans engendrer des tassements supérieurs au centimètre (calculés à 0,9 cm).

La portée courante d'une semelle isolée est comprise entre 16 et 20 m². Pareillement, on peut estimer la contrainte appliquée par la construction sur chaque appui entre 60 et 80 tonnes. A la vue des valeurs de charges maximales Q reportées dans le tableau de la figure 2.7 pour des semelles isolées, les géométries présentées permettront de d'atteindre une charge maximale sur fondation de 49 tonnes par appui, associée à une largeur B de 1,7 m. Ce type de fondation ne semblerait donc pas envisageable, à moins d'augmenter la surface d'emprise et de vérifier les tassement admissible.

Le choix de fondations superficielles peut être par ailleurs confronté aux notions de coût de la construction. Dans notre cas, il conviendrait de déterminer si l'installation de semelles isolées de largeur supérieure à 1,7 m se révèle plus intéressante que le choix de fondations profondes, ou de renforcement du sol.

Conclusion

A l'orée de ce stage au sein de l'agence Ginger CEBTP de Béthune, l'une des mes principales motivations était tout d'abord de conforter et d'approfondir mes connaissances théoriques sur la géotechnique.

Très vite, j'ai eu l'occasion de confronter ces connaissances à la pratique par l'observation et la réalisation des différents essais en laboratoire et sur le terrain. La classification GTR, permettant d'apprécier les performances des matériaux pour leur réemploi en travaux de voirie, révèle à quel point la nature complexe d'un sol peut rendre difficile son utilisation. De la même manière, j'ai pu réaliser que l'interprétation des résultats d'investigations in-situ nécessitait de respecter certaines précautions, devant tenir compte de paramètres tels que l'hétérogénéité du sous-sol ainsi que son caractère évolutif.

Mon affectation au bureau d'étude géotechnique m'a permis également de m'initier à la réflexion de l'ingénieur géotechnicien par le cas pratique du dimensionnement de fondations superficielles. Dans le cadre de cette étude, la corrélation des investigations in-situ de reconnaissance et d'essai géomécanique nous a permis de livrer les caractéristiques envisageables pour la fondation : hauteur d'encastrement et géométrie. Nous avons vu par ailleurs que ces calculs tiendront compte de deux réactions fondamentales du sol vis à vis de la sollicitation. La contrainte admissible du support naturel, quantifiant la valeur seuil que le sol pourra amortir avant rupture, est obtenue par la simulation d'un essai de cisaillement in-situ au pressiomètre. La déformabilité pseudo-élastique du sol, déterminée par ce même essai, permettra de quantifier les tassements prévisibles sous la fondation et devra être prise en compte dans les préconisations émises.

Ce stage de 10 semaines, immergé au sein de l'entreprise Ginger CEBTP m'a apporté une vue globale sur les différentes facettes de la géotechnique. La richesse et la diversité des expériences effectuées, le contact quotidien et la proximité avec les équipes, la vision complète des différentes missions effectuées ont été d'une très grande richesse à ce stade de mon parcours universitaire.

Une expérience qui m'a, plus particulièrement, permis de découvrir les spécificités et les qualités que requiert le métier d'ingénieur géotechnicien et me conforte dans mes certitudes que la géotechnique est un domaine qui me passionne et dans lequel je souhaite m'investir.

Résumé

Afin de valider mon projet professionnel, ma formation m'a donné l'opportunité d'effectuer un stage de dix semaines au sein d'une entreprise d'étude géotechnique. Le métier d'ingénieur géotechnicien, essentiel dans les opérations de construction, consiste à réaliser des études des sols afin de déterminer ses propriétés mécaniques. Les nombreux domaines d'activité de la société Ginger CEBTP m'ont permis d'assister et de participer à une grande variété d'études. Bien que n'ayant pas pu mener une mission géotechnique complète, j'ai eu l'occasion de découvrir une approche pratique de la discipline en intervenant dans différentes problématiques. En laboratoire, j'ai eu l'occasion de découvrir et de participer aux essais de classification GTR des sols. Principale méthode géotechnique d'identification des matériaux, cette classification permet de caractériser les matériaux pour leur réemploi dans les opérations de terrassement et couches de chaussées. En assistant à différentes investigations in-situ de reconnaissance géologique et géomécaniques, j'ai par ailleurs pu approfondir mes connaissances sur l'obtention des résultats. Enfin, la rédaction d'un rapport d'étude de mission G12 m'a permis d'interpréter les résultats de ce type d'investigations. Cette étude, concernant le dimensionnement de fondation superficielle par méthode pressiométrique, me permit de découvrir les qualités requises du métier que j'envisage d'exercer.

Abstract

In order to strengthen my professional project, my formation gave me the opportunity to complete an internship in a geotechnical company during ten weeks. Geotechnical engineering, essential in construction operations, consists in characterizing mechanicals property of the soil to define its bearing capacity. Ginger CEBTP has the advantage to have a large activity sector. Although I didn't have the chance to take part in a complete geotechnical mission, this experience made me have a practical appreciation of the discipline. Among the laboratory investigations, the GTR classification makes possible the characterization of soil for its utilisation in road embankment. Moreover, this internship gave me the opportunity to attend lot of in-situ investigations, which makes me possible to discover the reaching of results. At last, the last part of this work consisted in drawing up a study report within the framework of a G12 mission. This final exercise allows me to have a practical approach of the engineers work.

Références Bibliographiques

D.T.U. 13.12 - *Règles pour le calcul des fondations superficielles*. Réf. AFNOR DTU P 11-711 - C.S.T.B., mars 1988 + *erratum* nov. 1988.

LCPC-SETRA - *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques*. SETRA, 2000

LCPC-SETRA - *Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme*. SETRA, 1992

MENARD L. - *Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations*. Notice générale D60. Société L. Ménard, 1975

HUBERT, B et PHILIPPONNAT G - *Fondations et ouvrages en terre* Editions Eyrolles , Paris, 548p, 2000 Pons, C H

Références Normatives

NF P11-300 - *Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructure routières*.

NF P94-050 - *Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage*

NF P94-051 - *Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau*

NF P94-052-1 - *Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Partie 1 : limite de liquidité - Méthode du cône de pénétration*

NF P94-056 - *Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage*

NF P94-078 - *Sols : reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion - Indice CBR Immédiat - Indice Portant Immédiat - Mesure sur un échantillon*.

NF P94-093 - *Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié : expression des résultats*

NF P94-100 - *Sols : Reconnaissance et essais - Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Essai d'évaluation de l'aptitude d'un matériau au traitement*.

NF P94-110-1 - *Sols : reconnaissance et essais - Essai pressiométrique Ménard - Partie 1 : essai sans cycle*.

NF P94-115 - *Géotechnique - Sols : reconnaissance et essais - Sondage au pénétromètre dynamique type B*.

NF P94-500 - *Classification des missions géotechniques types*.

Remerciements

Je tiens tout particulièrement à remercier :

Mr Bertrand HACHE,
responsable de l'Agence Ginger CEBTP de Béthune

Mr Mickaël DEPLAGNE
chef du service géotechnique et tuteur de stage

Mr Alain TRENTESAUX
*responsable de la formation du master 1 STUE à Lille 1,
et tuteur universitaire pour ce stage.*

Ainsi que
toute l'équipe d'ingénieurs et de techniciens

pour leur accompagnement quotidien lors de ce stage,
leur écoute, leur patience et la confiance dont ils ont fait preuve à mon égard
pendant ces 10 semaines de stage.