

Construction de plusieurs bâtiments de deux niveaux à Léogâne

Rapport d'étude géotechnique

CLIENT: MY LIFE SPEAKS

7/27/2017



3, Bas de Delmas - Port-au-Prince, Haïti HT 6110 Tél. +509 37 35 22 44 - E-mail : info@geotechsol.com

Projet : Construction de plusieurs bâtiments de deux niveaux à Léogâne

Document : Rapport d'étude géotechnique

Client: My Life Speaks

MANDATAIRE:



GEOTECHSOL

3, Bas de Delmas HT 6110,

Port-au-Prince, Haïti Tél. +509 37 35 22 44

Ingénierie Géotechnique E-mail : info@geotechsol.com

1	N° Affaire :	2017-T-032		N° Document :	17-NR	-46		Pièce N° 001
D								
С								
В								
Α								
0	27.07.17	R. NELSON		F. Nzodoum		32	56	1 ^{ère} émission
INDICE	DATE	Nom	VISA	Nom	VISA	TEXTE	ANNEXE	MODIFICATION - OBSERVATIONS
INDICE	DATE	ÉTABLI	PAR	Vérifié	VÉRIFIÉ PAR NBRE		E PAGES	WIODIFICATION - OBSERVATIONS

AVANT-PROPOS

Dans le cadre du projet de construction d'un campus à vocation scolaire dans la localité appelée Neply dans la commune de Léogane, le bureau d'étude *Geotechsol* a été chargé par l'Organisation Internationale **My Life Speaks** d'entreprendre une campagne de reconnaissance et d'étude géotechnique du site de construction desdits bâtiment. Cette campagne, réalisée au cours du mois de juillet 2017, vise à définir les conditions existantes du sous-sol en vue de la conception des fondations des ouvrages projetés.

Le présent document rend compte des résultats de cette campagne. Sa structure se définit comme indiquée à la table des matières.

TABLE DES MATIÈRES

Page	de	garde	. ii
Avar	nt-pr	opos	.iii
Tabl	e de	s matières	.iv
Liste	des	figures	.vi
Liste	des	tableaux	.vi
Nota		s et Symboles	
1		oduction	
	1.1	Objectifs de la campagne	. 1
	1.2	Situation existante	. 1
	1.3	Données de base de l'étude	. 2
2	Mé	thodologie d'investigation	. 3
	2.1	Essai de pénétration dynamique lourd	. 3
	2.2	Essai de pénétration standard	. 3
	2.3	Principe de la prospection sismique	. 4
		2.3.1 La prospection sismique réfraction	4
		2.3.2 Les ondes de surfaces	4
3	Géd	ologie et morphologie de la région	. 5
	3.1	Cadre topographique	. 5
	3.2	Contexte géologique	. 5
	3.3	Sismicité régionale	. 6
	3.4	Conditions hydrogéologiques	
4	Rec	onnaissance et essais in situ	. 8
	4.1	Essai de pénétration dynamique lourd	. 8
		Essai de pénétration standard	
		Test de sismique réfraction	
5	Essa	ais de laboratoire	12
	5.1	Programme des essais	12
		Résultat des essais de laboratoire	
6	Inte	erprétation et synthèse de la reconnaissance	13
		Synthèse géotechnique	
		Dispositions constructives	

7	Cal	cul des fondations	14
	7.1	Choix du type de fondation	14
	7.2	Critères de dimensionnement	15
	7.3	Méthode de calcul de la contrainte admissible	15
		7.3.1 À partir des essais de pénétration dynamique	15
		7.3.2 À partir des essais de pénétration standard	15
		7.3.3 Sur les résultats des essais mécaniques.	16
	7.4	Calcul de la contrainte de service	16
	7.5	Sécurité vis-à-vis du poinçonnement des fondations	16
		7.5.1 Vérification de l'épaisseur des fondations	17
	7.6	Sécurité vis-à-vis du sol support	17
		1. Contrainte admissible	
		2. Contrainte de service :	
		3. Évaluation des tassements	18
8	Val	idité des résultats	19
9	Cor	nclusion et recommandations	20
Bib	iogra	phie	21
Anr	exes		22
Anr	exe /	A. – Plan d'implantation des sondages	23
Anr	exe	B. – Cartes d'aléas sismiques d'Haïti	26
Anr	exe (C. – Diagramme de pénétration dynamique	28
Anr	exe	D. – Coupes lithologiques des sondages	27
Anr	exe	E. – Diagramme du spectre de réponse et les graphes	28
Anr	exe	F. – Résultats des essais de laboratoire	29

LISTE DES FIGURES

Figure # 1. – <i>Photo du site de projet</i>	1
Figure # 2. – Localisation du site de construction du bâtiment projeté.	2
Figure # 3. – Exemple d'illustration d'une dromochromique et la coupe de terrain associée.	4
Figure # 4. – Cadre topographique du site de construction des ouvrages projetés.	5
Figure # 5. – Géologie générale de la région étudiée.	6
Figure # 6. – Contexte hydrogéologique générale.	7
Figure # 7. – Schéma de principe des fondations et notation adoptée.	15

LISTE DES TABLEAUX

Tableau #1. – Résultats des essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL1 à PDL4).	8
Tableau #2. – Résultats des essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL5 et PDL6)	9
Tableau # 3. – Coupes lithologiques des sondages S1 à S4.	10
Tableau # 4. – Coupes lithologiques des sondages S5 et S6.	11
Tableau #5. – Les vitesses Vs30 et la classification des sols obtenues en utilisant l'IBC	12
Tableau #6. – Récapitulatif des Vs30 et la classification des sols	12
Tableau # 7. – Caractéristiques physico-mécaniques moyennes retenues	13
Tableau # 8. – Valeurs caractéristiques du spectre de réponse :	13
Tableau # 9. – Tassements instantanés.	18

RÉSUMÉ

Cette étude a pour but de définir la nature du sous-sol, de déterminer les propriétés physiques et mécaniques de ses différentes couches en vue de la conception des fondations des ouvrages projetés. Pour atteindre les objectifs fixés il a été effectué :

- Six (6) sondages au pénétromètre dynamique lourd poussés jusqu'à 12.00m ou au refus;
- Six (6) sondages à la tarière à 10.0 m de profondeur avec essais de pénétration standard (SPT) tous les 1.5 m;
- Un (1) profil sismique.

Les coupes lithologiques des sondages effectués et les pénétrogrammes révèlent l'existence d'un soussol de résistance très médiocre jusqu'à six (6.00) mètres de profondeur et peu appréciable en dessous. Il est homogène dans le plan horizontal et plus ou moins hétérogène dans le plan vertical en termes de résistance à la pénétration. Celui-ci est constitué sous une couche de terre végétale de 0.30m d'épaisseur, d'une alternance de couches de limon et de sable avec des traces d'argile de consistance allant de molle à raide jusqu'à la profondeur de 6.0m. En dessous de cette profondeur, des couches de grave sableuse de compacité dense ont été repérées, elles offrent une meilleure portance jusqu'à la profondeur de 10.50m investiguée. Les valeurs moyennes des SPT restent autour de 4 et la contrainte admissible due au pénétromètre dynamique reste autour de 0.4 bar jusqu'à 6.0m de profondeur et de 5 bar à 10.00m de profondeur. Les sondages à la tarière confirment cette homogénéité observée dans les pénétrogrammes.

En considérant les hypothèses faites sur les charges à transmettre au sol et compte tenu du pouvoir portant tres faible du sous-sol, et de la géométrie de la structure supposée, un système de fondation superficielle constitué de semelles continues de largeur B=1.20m et de longueur L=5.00m ancrées dans une couche de remblai de 2.00m d'épaisseur à partir du niveau zéro du sondage, peut être retenu. Les semelles de fondations seront établies dans le remblai à la profondeur de 0.50m. La mise en place du remblai se fera par couches successives de 20.00cm soigneusement compactées jusqu'à l'obtention de l'épaisseur recommandée de 2.00m.

Le niveau d'eau a été décelée à la profondeur moyenne de 1.0m ce qui confère au remblai une venue d'eau par capillarité, en conséquence, le sol sous les fondations sera saturé et en particulier pulvérulent, le tassement total sera de l'ordre de 18.29mm et ne sera pas préjudiciable pour les fondations de l'ouvrage. Il est cependant fortement recommandé de rigidifier le système en reliant les semelles dans le sens perpendiculaire aux semelles continues par des poutres raidisseuses.

ABSTRACT

The purpose of this study is to define the nature of the subsoil, to determine the physical and mechanical properties of its various layers in view of the design of the foundations of the projected structures. In order to achieve the objectives it was carried out:

- Six (6) heavy dynamic penetrometer soundings pushed up to 12.00m or refusal;
- Six (6) auger boreholes at 10.0 m depth with standard penetration testing (SPT) every 1.5 m;
- One (1) seismic profile.

The lithological sections of the boreholes and the penetrats reveal a subsoil of very poor resistance up to six (6.00) meters deep and not appreciable below. It is homogeneous in the horizontal plane and more or less heterogeneous in the vertical plane in terms of resistance to penetration. It consists of a layer of topsoil 0.30m thick, an alternation of layers of silt and sand with traces of clay of consistency ranging from soft to stiff to the depth of 6.0m. Below this depth, layers of sandy gravel of dense compactness have been identified; they offer a better lift to the depth of 10.50m investigated. The average SPT values remain around 4 and the permissible stress due to the dynamic penetrometer remains around 0.4 bar up to 6.0m depth and 5 bar to 10.00m depth. The auger boreholes confirm this homogeneity observed in the penetrates.

Considering the assumptions made on the loads to be transmitted to the ground and taking into account the bearing power of the subsoil and the geometry of the structure, a surface foundation system consisting of continuous soles of width B = 1.20 m and length L = 5.00m anchored in a 2.00m thick backfill layer from the zero level of the borehole, can be retained. The foundation footings shall be located in the embankment at a depth of 0.50m. The placement of the backfill will be done in successive layers of 20.00cm carefully compacted until obtaining the recommended thickness of 2.00m.

The water level has been detected at an average depth of 1.0 m, which gives the embankment a water intake by capillarity, the soil below the foundations will be saturated and in particular pulverulent, Order of 18.29mm and will not be detrimental to the foundations of the work. It is strongly recommended, however, to stiffen the system by connecting the soles in the direction perpendicular to the continuous soles by stiffening beams

NOTATIONS ET SYMBOLES

Dans toute la suite du présent rapport il sera adopté, sauf indications contraires, la terminologie et les symboles définis ci-après.

```
а
           : largeur des colonnes (en m ou en cm) ;
В
          : largeur des semelles de fondation (en m ou en cm) ;
L
           : longueur des semelles de fondation (en m ou en cm) ;
           : cohésion non drainée du sol (en kPa ou en bar) ;
C_{U}
D
          : profondeur d'ancrage des semelles (en m);
E_s
          : module d'élasticité du sol (en MPa ou en kPa) ;
F
          : facteur de sécurité vis-à-vis du poinconnement ;
          : accélération de la pesanteur (m/sec<sup>2</sup>);
g
          : épaisseur des semelles de fondation (en m) ;
h
          : longueur de la semelle de fondation (en m ou en cm) ;
L
Ν
          : valeur de pénétration standard ;
N_c
          : facteur de portance relatif au terme de cohésion (sans dimension) ;
           : facteur de portance relatif au terme de profondeur (sans dimension) ;
N_q
          : facteur de portance relatif au terme de surface (sans dimension) ;
N_{v}
          : accélération maximale au rocher (en m/sec<sup>2</sup> ou en % de g);
PGA
           : charge de service appliquée sur la semelle (en MN ou en tonne);
Q<sub>ser</sub>
          : contrainte admissible des fondations(en kPa ou en bar) ;
q_{adm}
           : contrainte de service appliquée au sol (en kPa ou en bar) ;
q<sub>ser</sub>
W
          : poids de la semelle (en kN);
          : poids volumique humide du sol (en kN/m<sup>3</sup> ou en t/m<sup>3</sup>);
٧
           : poids volumique effectif du sol (en kN/m<sup>3</sup> ou en t/m<sup>3</sup>);
٧´
           : poids volumique sec du sol (en kN/m<sup>3</sup> ou en t/m<sup>3</sup>);
γd
          : poids volumique de l'eau (en kN/m<sup>3</sup> ou en t/m<sup>3</sup>);
\gamma_{\text{w}}
          : angle de frottement interne du sol (en degré);
           : coefficient de Poisson (sans dimension);
U
Ss
           : accélération de référence pour des courtes périodes;
S1
           : accélération de référence pour des longues périodes ;
SDS
          : accélération de calcul pour des courtes périodes ;
SD1
           : accélération de calcul pour des longues périodes ;
SM1
           : accélération spectrale pour des longues périodes ajustée en fonction de la classe de sol;
SMS
           : accélération spectrale pour des courtes périodes ;
```

1 Introduction

1.1 OBJECTIFS DE LA CAMPAGNE

Les buts poursuivis lors de cette campagne de reconnaissance se résument comme suit :

- définition de l'état naturel du sous-sol;
- estimation du niveau de la surface libre de la nappe phréatique ;
- estimation de la résistance des différentes couches rencontrées;
- définition d'un système de fondation adéquat en fonction des éléments communiqués;
- ❖ Estimation de la vitesse des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres (Vs30). Paramètre qui aidera dans le tracé du spectre de réponse pour le dimensionnement parasismique de la prochaine structure.

Cette mission correspond à une étude géotechnique d'avant-projet de type G12 selon la norme NF P 94-500. Elle a été réalisée au début du mois de juillet 2017, c'est-à-dire en pleine saison cyclonique.

1.2 SITUATION EXISTANTE

Le site de construction des ouvrages projetés se trouve à Neply à moins de 6 kilométrées de la ville de Léogane. Son environnement est très peu boisé mais le site lui-même est dépourvu de plantation. Il est référencé par les coordonnées géographiques suivantes: Nord 2 053 376.02m; Est 755 368.19 m (ou en coordonnées géodésiques: 18°33'20.25"de latitude Nord et 72°34'50.25" de longitude Ouest). Le terrain occupe une superficie d'environ 1.5 hectares.. Les photos ci-dessous présentent de façon détaillée le site du projet.



FIGURE # 1. – *Photo du site de projet.*

^{*}Universal Transverse Mercator, Datum WGS84; zone 18Q



Source : Google Earth.

FIGURE #2. – Localisation du site de construction du bâtiment projeté.

1.3 DONNÉES DE BASE DE L'ÉTUDE

Dans le cadre de cette étude, les documents suivants ont été communiqués à GEOTECHSOL par le client :

- Plan de masse du projet ;
- Plans préliminaires de distribution du bâtiment ;

2 MÉTHODOLOGIE D'INVESTIGATION

Pour atteindre les objectifs fixés il a été réalisé :

- Six (6) sondages au pénétromètre dynamique lourd poussés jusqu'à 12.00m ou au refus;
- Six (6) sondages à la tarière à 10.0 m de profondeur avec essais de pénétration standard (SPT) tous les 1.5 m;
- Un (1) profil sismique.

Ces sondages, numérotés PD_i,(pour i allant de 1 à 6) SPT_i, (pour i allant de 1 à 6) respectivement pour les essais de pénétration dynamique et les essais de pénétration standard sont localisés aux endroits indiqués dans le plan d'implantation des sondages figurant à l'annexe A du présent document.

Les coordonnées géographiques des différents sondages ont été relevées à l'aide d'un GPS de marque GARMIN, modèle GPS 72H avec une précision de ±22m.

2.1 ESSAI DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE LOURD

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges à l'extrémité duquel est placée une pointe conique de 20.0 cm². L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par un mouton pesant 63.5 kg tombant en chute libre d'une hauteur constante de 760 mm. Le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur une profondeur de 20 cm est enregistré. À partir de ces données, le profil de résistance du sol en fonction de la profondeur atteinte par la pointe est tracé. Les résultats des essais de pénétration dynamique sont présentés sous forme de pénétrogrammes indiquant en abscisse la résistance dynamique à la rupture du sol en bars, calculée à partir de la formule des Hollandais, et en ordonnée la profondeur correspondante exprimée en mètres. Les pénétrogrammes obtenus doivent être interprétées sur base des connaissances de la géologie du site et d'essais géotechniques (puits, sondages,...) réalisés.

L'appareil utilisé pour l'essai est un pénétromètre dynamique très lourd de type SOCOMAFOR 15. Cet essai, réalisé conformément à la norme NF P-94-115 type B, permet d'une part de tracer le profil de pénétration, et d'autre part, de fournir des informations sur la nature du sous-sol.

2.2 ESSAI DE PÉNÉTRATION STANDARD

L'essai SPT consiste à enfoncer dans le terrain, par battage, un carottier fendu, de conception et de dimensions normalisées, à l'intérieur d'un forage préalablement réalisé à l'aide d'une foreuse rotative équipée d'une tarière de 63.5 mm (2½ po) de diamètre. Les forages ont été exécutés par rotation et lavage. L'opération s'effectue par passes successives de 450 mm de pénétration du carottier, à l'aide d'un marteau pesant 63.5 kg (140 lbs) et tombant en chute libre d'une hauteur de 760 mm (30 po) sur la tête d'un train de tiges. Le nombre de coups pour chaque enfoncement de 150 mm est mesuré ; la valeur SPT (indice N) est le nombre de coups qui enfoncent les 300 derniers millimètres du carottier. Cet indice permet l'estimation de la compacité ou de la consistance des sols traversés. L'échantillonneur fendu utilisé a un diamètre extérieur de 51 mm et ne présente pas de chemise à l'intérieur. Les essais de pénétration standard ont été réalisés à l'aide d'un marteau automatique (en anglais, automatic hammer), fournissant une énergie effective au train de tiges d'environ 80% de l'énergie potentielle de chute libre théorique. L'essai SPT est réalisé à intervalles réguliers de 1.50 mètre.

Cet essai, réalisé conformément à la norme ASTM-D-1686 (norme française équivalente NF P 94-116), permet

d'une part, de tracer le profil de pénétration (indice SPT en fonction de la profondeur) et, d'autre part, de fournir des informations sur la nature du sol et de prélever des échantillons de sol remaniés destinés à la réalisation d'essais physiques en laboratoire.

2.3 PRINCIPE DE LA PROSPECTION SISMIQUE

Les méthodes sismiques utilisent la propagation des ondes mécaniques (ondes de volume ou ondes de surface, ondes de compression ou ondes P et ondes de cisaillement ou ondes S) dans le sous-sol générée par un coup de marteau ou l'explosion d'une charge de la poudre noire, pour déterminer la distribution de vitesse et ainsi localiser les interfaces entre matériaux différents. Une unité d'enregistrement (un géophone) enregistre les vibrations propagées pour ensuite calculer le profil entre la surface et les interfaces des différentes couches mises en évidence.

2.3.1 La prospection sismique réfraction

La sismique réfraction étudie la propagation des ondes de volume P et/ou S. Elle se base sur le principe de la réfraction des ondes à l'interface de terrains de vitesses différentes. Si les vitesses augmentent avec la profondeur (ce qui est généralement le cas), la méthode permettra de mettre en évidence les couches rencontrées et leur profondeur comme montré à la figure ci-dessous où sont représentés la dromochronique et la coupe de terrain associé.

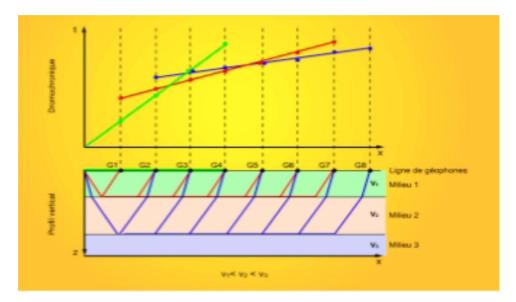


FIGURE #3. – Exemple d'illustration d'une dromochromique et la coupe de terrain associée.

2.3.2 Les ondes de surfaces

Cette technique est basée sur la mesure des ondes de surfaces (ondes de Rayleigh). Elle permet d'obtenir un modèle de profondeur des ondes S (Vs). À partir de ces vitesses et de la densité des terrains, il est possible d'estimer aussi le module d'Young et le coefficient de Poisson des couches traversées.

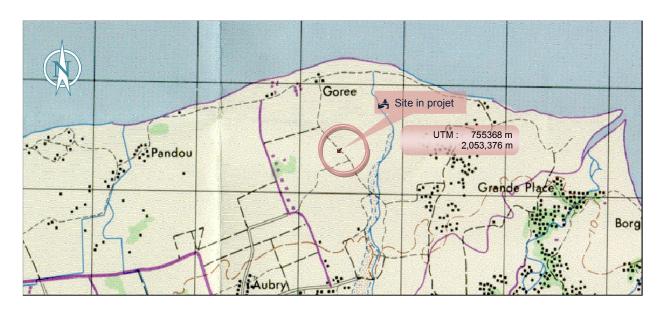
Le résultat obtenu n'est pas une dromochronique comme dans le cas d'un essai de sismique réfraction classique, mais une coupe du terrain au droit du milieu du profil. La longueur du profil réalisé sur le site du

projet est de 23.00m.

3 GÉOLOGIE ET MORPHOLOGIE DE LA RÉGION

3.1 CADRE TOPOGRAPHIQUE

Le site est situé à moins de deux kilomètres des côtes. La topographie générale de la zone du projet (*Cf.* la Figure # 4 suivante) est généralement plane et présente un léger pendage face au nord. Cependant, l'aire immédiate du projet est très peu inclinée.

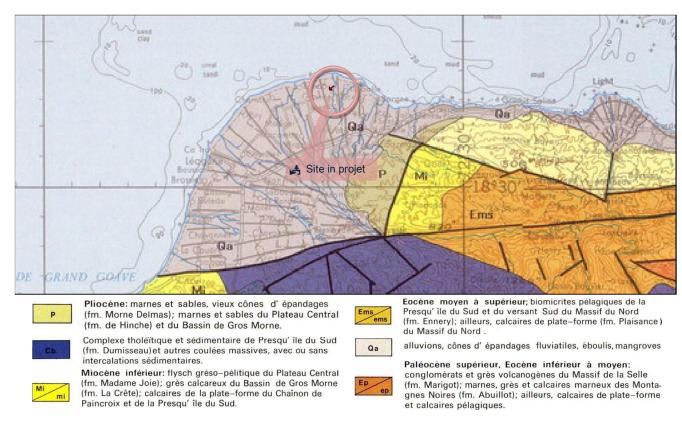


Source : Extrait de la carte topographique de Port-au-Prince de 1994.

FIGURE #4. – Cadre topographique du site de construction des ouvrages projetés.

3.2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE

La formation géologique rencontrée dans la zone du projet est une formation alluvionnaire datée du quaternaire. Celle-ci présenterait, selon le professeur MAURASSE (1982), des caractéristiques similaires à la partie supérieure de la formation au piedmont du Canapé-vert. Elles appartiennent aux formations récentes, selon les informations fournies par la carte géologique au 1 /250,000 publiée par le Bureau des Mines et de l'Énergie (BME). La série lithologique rencontrée est caractérisée par une succession d'argile et de sable.



Source : Carte géologique de la République d'Haïti au 1/250 000 ème.

FIGURE # 5. – Géologie générale de la région étudiée.

3.3 SISMICITÉ RÉGIONALE

Les cartes d'aléas sismiques établies par l'USGS* (*U.S. Geological Survey*), pour le compte de l'USAID et faisant suite au séisme du 12 janvier 2010, constituent les documents de base pour l'évaluation des caractéristiques sismiques du site étudié. Ces cartes ont été établies sur la base de considérations probabilistes, en considérant, d'une part un séisme ayant une probabilité de dépassement de 10% sur un intervalle de 50 ans (ce qui correspond à une période de retour de 475 ans) et un séisme ayant une probabilité de dépassement de 2% sur un intervalle de 50 ans. L'accélération horizontale maximale au rocher sera désignée dans la suite sous le terme anglo-saxon de PGA (*Peak Ground Acceleration*). Ces cartes, présentées à l'annexe B du présent document, fournissent les informations suivantes :

- \bullet PGA à 10% de probabilité sur 50 ans : a_{max} = 0.40g (3.92 m/sec²);
- \bullet PGA à 2% de probabilité sur 50 ans : a_{max} = 0.60g (5.87 m/sec²);

g étant l'accélération de la pesanteur qui vaut environ 9.81 m/sec².

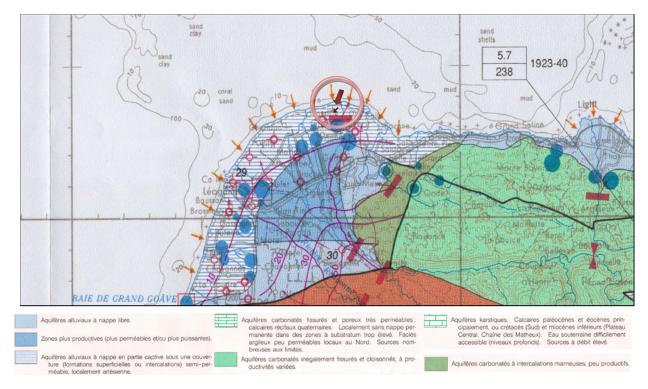
Le site peut être considéré comme à sismicité élevé. Les caractéristiques sismiques susmentionnées pourront être prises en compte dans les calculs éventuels de vérification de la sécurité du bâtiment projeté vis-à-vis des séismes. De plus en se référant au document International Building Code (IBC) 2006 (Section 1613.5.2,

^{*} Cf. FRANKEL et al. (2010) [3]

Earthquake loads) relatif à la construction en zone sismique, et considérant la nature du sous-sol et le Vs30 correspondant au site de construction (130.1 m/s < Vs30 < 134.0 m/s), ce dernier peut être classé dans la catégorie E. Ces données peuvent être retenues pour les calculs sismiques de la structure des bâtiments qui devront être précisés par un spécialiste en structure.

3.4 CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES

Suivant les informations fournies par la carte hydrogéologique de la République d'Haïti au 1/250,000^{ème} dressée par le *Programme des Nations Unies pour le Développement* (PNUD) en collaboration avec le *Ministère de l'Agriculture, des Ressources Naturelles et du Développement Rural* et le *Service National des Ressources en Eau* (décembre 1990), les couches traversées appartiennent à des formations aquifères carbonatées fissurés poreuses et très perméables.



Source : Extrait de la carte hydrogéologique au 1/250,000 ème de Port-au-Prince, PNUD et SNRE.

FIGURE # 6. – Contexte hydrogéologique générale.

À la date des essais in situ, la présence d'eau a été décelée dans les sondages à partir de 1.0m;

4 RECONNAISSANCE ET ESSAIS IN SITU

4.1 ESSAI DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE LOURD

Les résultats des essais au pénétromètre dynamique lourd sont récapitulés dans les tableaux #1 et #2 ci-après. Les contraintes admissibles sont calculées en appliquant un coefficient F=20 aux résistances dynamiques de rupture en pointe. Les pénétrogrammes se trouvent en annexe à ce rapport (Cf. Annexe C). Dans ces diagrammes, la résistance dynamique de rupture en pointe en daN/cm² et la profondeur en mètre. L'échelle des coordonnées est numérique.

Tableau #1. – Résultats des essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL1 à PDL4).

REPÉRAGE DE L'ESSAI	NIVEAU D'EAU (M)	COTE PAR RAPPORT A LA SURFACE DU SOL (M)	RÉSISTANCE DYNAMIQUE EN POINTE RP (BAR)	CONTRAINTE ADMISSIBLE Q(BAR)	
		0.00 – 1.60	7.0	0.35	
PDL1		1.60 – 3.00	12.0	0.60	
18°33'18.80"N	1.10	3.0 – 7.0	20.0	1.00	
72°34'51.20"W		7.00 –8.20	100.0	5.00	
		8.20 – 10.80	>200.0	10.00	
		0.00 – 1.00	16.0	0.80	
	1.30	1.00 – 4.00	7.0	0.35	
PDL2 18°33'19.10"N		4.00 - 6.80	20.0	1.00	
72°34'52.10"W		6.80 - 8.80	100.0	5.00	
		8.80 – 9.80	>100.0	>5.00	
		Refus de pénétration à 9.80m de profondeur			
PDL3		0.00 - 5.20	14.0	0.70	
18°33'19.43"N	1.0	5.20 – 9.40	30.0	1.50	
2°34'49.75"W		9.40 – 12.00	100.0	5.00	
		0.00 - 2.60	7.0	0.35	
PDL4	0.90	2.60 – 4.20	11.0	0.55	
18°33'21.00"N 72°34'50.70"W		4.20 - 6.40	40.0	2.00	
		6.40 – 10.40	80.0	4.00	
		10.40 – 12.00	60.0	3.00	

	Tableau #2. – Résultats des essais	au pénétromètre dynamic	que lourd (PDL5 et PDL6).
--	------------------------------------	-------------------------	---------------------------

REPÉRAGE DE L'ESSAI	NIVEAU D'EAU (M)	COTE PAR RAPPORT A LA SURFACE DU SOL (M)	RÉSISTANCE DYNAMIQUE EN POINTE RP (BAR)	CONTRAINTE ADMISSIBLE Q(BAR)
		0.00 - 0.60	16.0	0.80
		0.60 – 1.60	7.0	0.35
PDL 5 18°33'19.90"N	1.0	1.60 – 4.20	20.0	1.00
72°34'48.00"W	1.0	4.20 – 7.60	30.0	1.50
	1.0	7.60 – 10.80	80.0	4.00
		10.80 – 12.0	60.0	3.00
		0.00 – 1.00	16.0	0.80
		1.00 – 1.60	7.0	0.35
DD1.0		1.60 – 4.00	12.0	0.60
PDL6 18°33'21.90"N		4.00 – 5.60	20.0	1.00
72°34'48.60"W		5.60 –7.20	60.0	3.00
		7.20 – 9.0	100.0	5.00
		9.0 – 11.20	70.0	3.50
		11.20 – 12.00	180.0	9.00

L'examen des diagrammes pénétrométriques révèle l'existence d'un sol de bonne portance à partir de 7.0m de profondeur en moyenne. La valeur de la contrainte admissible minimale reste autour de 0.4 bar dans les 2 premiers mètres supérieurs, elle augmente ensuite en atteignant le refus à 9.00 m en PDL2 pour une contrainte admissible supérieure à 5.00 bar.

4.2 ESSAI DE PÉNÉTRATION STANDARD

Les tableaux #3 et #4 suivants présentent de façon synthétique les coupes géotechniques du sous-sol obtenues à partir des essais de laboratoire sur des échantillons prélevés dans les différentes couches traversées et la classification obtenue par le Guide des Terrassements Routiers (GTR) dans les sondages.

Les résultats des essais in situ sont présentés en annexe dans ce rapport (Cf. Annexes D) sous forme de coupes lithologiques accompagnées des diagrammes SPT. Les diagrammes SPT donnent en abscisse les valeurs SPT et en ordonnée la profondeur exprimée en mètre. Les profondeurs figurant dans les coupes lithologiques présentées sont exprimées par rapport au niveau du terrain naturel.

Tableau # 3. – Coupes lithologiques des sondages S1 à S4.

LOCALISATION	PROFONDEUR (m)	ÉPAISSEUR (m)	DÉNOMINATION GÉOTECHNIQUE	CLASSE GTR	VALEUR SPT N
	0.00 à 1.00	1.00	Limon argilo-sableux noirâtre de consistance allant de molle à moyenne	А3	2-5
C4	1.00 à 4.50	3.50	Argile limono-sableux grisâtre de consistance allant de molle à raide	A4	2-11
S1 18°33'18.80"N 72°34'51.20"W	4.50 à 7.50	3.00	Limon sableux grisâtre de consistance allant de moyenne à très raide	А3	4-18
	7.50 à 9.00	1.50	Sable graveleux grisâtre de compacité dense	B5	43
	9.00 `10.50	1.50	Sable sableuse grisâtre de compacité dense	B4	45
	0.00 à 1.00	1.00	Limon argilo-sableux noirâtre de consistance allant de molle à moyenne	А3	2-5
S2 18°33'19.10"N	1.00 à 4.50	3.50	Argile limono-sableux grisâtre de consistance allant de molle à moyenne	A4	2-8
72°34'52.10"W	4.50 à 7.50	3.00	Limon argileux grisâtre de consistance allant de moyenne à raide	А3	3-15
	7.50 à 10.50	3.00	Sable graveleux grisâtre de compacité dense	B5	30-33
	0.00 à 1.0	1.0	Limon argilo-sableux noirâtre de consistance allant de molle à raide	А3	2-9
	1.0 à 4.50	3.50	Argile limono-sableux grisâtre de consistance molle à ferme	A4	2 - 6
S3 18°33'19.43"N 2°34'49.75"W	4.50 à 7.50	3.0	Limon sableux grisâtre de consistance allant de moyenne à raide	А3	4 -12
	7.50 à 9.00	1.50	Limon argileux grisâtre de consistance dure	А3	35
	9.00 à 10.50	1.50	Grave sableuse grisâtre de compacité dense	B4	36
	0.00 à 2.0	2.00	Limon sablo-argileux brunâtre de consistance allant de molle à ferme	А3	2-5
S4 18°33'21.00"N	2.0 à 4.50	2.50	Limon argileux grisâtre de consistance allant de molle à très raide	А3	2-19
72°34'50.70"W	4.50 à 7.50	3.00	Sable limono-argileux grisâtre de compacité moyenne	B5	10-12
	7.50 à 10.50	3.00	Grave sableuse grisâtre de compacité moyenne	B4	26-28

Tableau # 4. – Coupes i	lithologiaues des	sondages S5 et S6.
-------------------------	-------------------	--------------------

Localisation	PROFONDEUR (m)	ÉPAISSEUR (m)	DÉNOMINATION GÉOTECHNIQUE	CLASSE GTR	VALEUR SPT N
	0.00 à 1.0	1.0	Limon sablo-argileux brunâtre de consistance allant de moyenne à raide	А3	4-8
	1.0 à 3.00	2.0	Limon sableux grisâtre de consistance raide	A1	4-5
S5 18°33'19.90"N	3.0 à 4.50	1.50	Limon argileux grisâtre de consistance moyenne	А3	12
72°34'48.00"W	4.50 à 6.00	1.50	Limon sableux grisâtre de consistance raide	A1	13
	6.00 à 9.00	3.00	Sable graveleux grisâtre de compacité dense	В6	34-35
	9.00 à 10.50	1.50	Grave sableuse grisâtre de compacité dense	B4	32
	0.00 à 2.0	2.00	Limon sablo-argileux brunâtre de consistance moyenne	A2	4-5
\$6	2.0 à 3.00	1.00	Limon sableux grisâtre de consistance ferme	A1	5
18°33'21.90"N 72°34'48.60"W	3.0 à 6.0	3.00	Limon argileux grisâtre de consistance moyenne	A3	4
	6.0 à 7.50	1.50	Sable limoneux grisâtre de compacité moyenne	В6	26
	7.50 à 10.50	3.00	Grave sableuse grisâtre de compacité moyenne	B4	25-26

4.3 TEST DE SISMIQUE RÉFRACTION

Le résultat des essais in situ de la sismique réfraction obtenu n'est pas une dromochronique comme dans le cas d'un essai de sismique réfraction classique, mais une coupe du terrain au droit du milieu du profil. La longueur du profil réalisé sur le site du projet est de 23.00m. Les coupes obtenues peuvent aussi renseigner sur la structure du terrain en place. Ainsi, l'interprétation générale des graphes donnés en annexe E à ce rapport, est la suivante :

- a) courbe grise : vitesse des ondes S en fonction de la profondeur (coupe du terrain à droite du graphe). La zone ombrée grise plus foncée correspond à la profondeur investiguée par les ondes S. les résultats sont donc valable sur cette épaisseur.
- b) courbe verte : Vitesse des ondes P (V_p) corrélée à la vitesse des ondes S (V_s) [deuxième ligne au-dessus du graphe]
- c) **courbe rouge** : **Blow count** : nombre de coups qu'il faut au SPT pour traverser une couche de sol d'une épaisseur donnée.

Détermination des Vs₃₀ et de la classe des sols avec IBC & ASCE CODES

Le Vs_{30} est une moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres en dessous du profil sismique réalisé sur le site.

Les tableaux #5 et #6 ci-dessous résument les Vs₃₀ et la classe des sols obtenues pour les essais réalisés sur le terrain. Le tableau #6 présente de façon détaillée la coupe de terrain jusqu'à 36.00m de profondeur.

Tableau #5. – Les vitesses Vs30 et la classification des sols obtenues en utilisant l'IBC.

Numéro essai	Vs30 (м/s)	CLASSE DU SOL
Essai1 (passif)	134.05	E

Tableau #6. – Récapitulatif des Vs30 et la classification des sols.

Profil Longueur 36m (Passive)							
PROFONDEUR (M)	VITESSE (M/s)	CLASSE (IBC&ASCE)	VITESSE MOYENNE (M/s)	CLASSE MOYENNE			
0.00-1.10	90	Е					
1.10-2.30	89	Е					
2.30-3.70	84	Е					
3.70-5.30	85	Е					
5.30-7.00	98	Е					
7.00-8.90	122	Е					
8.90-11.00	142	Е					
11.00-13.20	165	Е	134	Е			
13.20-15.60	171	Е					
15.60-18.1	174	Е					
18.1-20.90	172	Е					
20.90-23.70	164	E					
23.70-26.80	158	E					
26.80-36.40	150	E					
>36.4	174	E					

5 ESSAIS DE LABORATOIRE

Lors de cette campagne de reconnaissance, des échantillons remaniés de sol ont été prélevés au moyen d'un carottier fendu de dimensions normalisées (51 millimètres de diamètre extérieur) conformément aux normes décrivant les procédures de l'essai de pénétration standard. Tous les échantillons recueillis ont été identifiés par un examen visuel et acheminés au laboratoire.

5.1 PROGRAMME DES ESSAIS

Les sols échantillonnés ont été regroupés en unités stratigraphiques. Dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques, des échantillons représentatifs ont été soumis aux essais de laboratoire suivants :

- ❖ détermination de la teneur en eau naturelle (Norme NF P 94-050);
- détermination des limites d'Atterberg et/ou équivalent de sable (Norme NF P 94-051/ 068);

❖ analyse granulométrique par tamisage (Norme P 18-560);

5.2 RÉSULTAT DES ESSAIS DE LABORATOIRE

Les résultats des essais réalisés en laboratoire sont présentés à l'annexe (cf. Annexe F).

6 Interprétation et synthèse de la reconnaissance

6.1 SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

Les coupes lithologiques des sondages effectués et les pénétrogrammes révèlent l'existence d'un sous-sol de résistance très médiocre jusqu'à six (6.00) mètres de profondeur et peu appréciable en dessous. Il est homogène dans le plan horizontal et plus ou moins hétérogène dans le plan vertical en termes de résistance à la pénétration. Celui-ci est constitué sous une couche de terre végétale de 0.30m d'épaisseur, d'une alternance de couches de limon et de sable avec des traces d'argile de consistance allant de molle à raide jusqu'à la profondeur de 6.0m. En dessous de cette profondeur, des couches de grave sableuse de compacité dense ont été repérées, elles offrent une meilleure portance jusqu'à la profondeur de 10.50m investiguée. Les valeurs moyennes des SPT restent autour de 4 et la contrainte admissible due au pénétromètre dynamique reste autour de 0.4 bar jusqu'à 6.0m de profondeur et de 5 bar à 10.00m de profondeur. Les sondages à la tarière confirment cette homogénéité observée dans les pénétrogrammes.

Pour la suite de l'étude, les caractéristiques physico-mécaniques suivantes (Cf

TABLEAU # 7) ont été retenues. Certaines de ces caractéristiques sont déduites de relations empiriques généralement admises qui font intervenir le degré de compacité ou de consistance (déduit de l'indice SPT) et la nature des différentes couches.

Tableau # 7. – Caractéristiques physico-mécaniques moyennes retenues.

NATURE	POIDS VOLUMIQUE HUMIDE (kN/m³)	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE NON DRAINÉ (DEGRÉ)	COHÉSION NON DRAINÉ (kPa)	MODULE D'ÉLASTICITÉ (kPa)	COEFFICIENT DE POISSON
Limon sableux ferme	18.75	29.0	0	6128	0.30

Les spectres de réponse correspondant au sous-sol de ce site ont été construits selon la méthode exposée par Brady R. Cox du département de génie civil de l'Université du Texas lors de l'atelier sur le geotechnical earthquake engineering à Port-au-Prince le 18 et 19 Novembre 2010. Le tableau #6 suivant regroupe les éléments qui ont permis de tracer le spectre de réponse. Ce dernier est présenté à l'annexe F à ce rapport.

Tableau # 8. – Valeurs caractéristiques du spectre de réponse :

Site	PGA(G)	Ss (G)	S1(G)	CLASSE	FA	Fv	SMs (G)	SM1	SDs (G)	SD1 (G)
de Léogâne	0.51	1.37	0.48	E	0.9	2.4	1,233	1,152	0,82	0,77

^{*} Références : [7], Chapitre 5

6.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Les principales contraintes géotechniques afférentes au projet sont liées à la faible portance des couches superficielles ;

La construction des tranchés pour la mise en place exigera la réalisation d'excavations dont les profondeurs pourraient atteindre les 2.00 mètres. Un blindage provisoire des fouilles pourra être nécessaire compte tenu de la faible portance des terrains superficiels et de leur nature sable limoneux et un système de pompage est recommandé pour évacuer l'eau de la nappe décelée à 1.0m de profondeur. Dans le cas où les excavations seraient réalisées sans soutènements, l'utilisation d'une pente de 3 horizontale pour 2 verticale (3/2) lors des travaux de terrassement pourra être adoptée. Il est rappelé que les recommandations ci-avant ne sont valables que si aucune surcharge n'est appliquée en crête de talus et qu'il n'y a pas de venue d'eau dans ceux-ci.

Les fondations seront réalisées dans le respect des normes en vigueur et selon les règles de l'art. La protection des fonds de fouille vis-à-vis de l'altération sera assurée par un remblai drainant immédiat après réalisation des fouilles. Un pompage provisoire pourra être nécessaire pour assécher les fouilles.

Les remblais structurels doivent être mis en place par couches successives de matériaux ne dépassant pas les 20 cm d'épaisseur. La densité *in situ* après compactage doit être au minimum égale à 95% de la densité sèche de l'optimum PROCTOR modifié défini par la norme NF P94-093.

Il est cependant fortement recommandé de rigidifier le système en reliant les semelles dans le sens perpendiculaire aux semelles continues par des poutres raidisseuses.

7 CALCUL DES FONDATIONS

L'ouvrage projeté est un immeuble en béton armé de type R+1. Aucune donnée relative aux charges qui seront transmises au sous-sol n'est fournie au laboratoire Geotechsol. Dans l'hypothèse d'un bâtiment en béton armé pesant 1.00 tonne/m² par niveau, surcharges et charges permanentes comprises, et pour une surface tributaire de 20.25m² pour la colonne la plus chargée, une charge pondérée de l'ordre de 45.0 tonnes sera transmis au sous-sol. Ces données pourront toutefois, être reprises sur demande du client apportant les informations nécessaires relatives aux charges réelles.

7.1 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Tenant compte du pouvoir portant médiocre, de la nature du sous-sol et des charges qui y seront transmises par l'intermédiaire des fondations, un système de fondations superficielles par semelles continues ancrées à 0.50m dans une couche de remblai peut être envisagé. La couche de remblai aura une épaisseur de 2.00 m et sera constituée d'une grave limoneuse (tout-venant de rivière) soigneusement compactée.

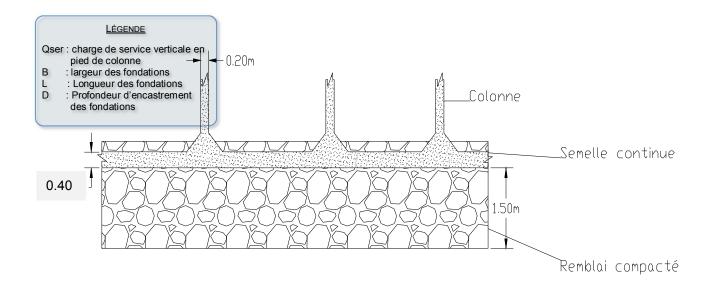


FIGURE #7. – Schéma de principe des fondations et notation adoptée.

7.2 CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT

Les critères de dimensionnement consistent essentiellement à vérifier que la contrainte de service sous les fondations reste inférieure à la contrainte admissible.

La vérification de la sécurité des fondations vis-à-vis du renversement et du glissement sur sa base ne sera pas effectuée. Les calculs de dimensionnement des fondations tiennent compte des conditions de sécurité vis-à-vis du poinçonnement des semelles elles-mêmes par rapport aux charges transmises par les colonnes et vis-à-vis du poinçonnement du sol support.

7.3 MÉTHODE DE CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE

Le calcul de la contrainte admissible des fondations est basé sur les résultats des essais *in situ* au pénétromètre dynamique et à l'essai de pénétration standard et sur les caractéristiques physico-mécaniques des sols.

7.3.1 À partir des essais de pénétration dynamique

La contrainte admissible est déterminée à partir de la résistance dynamique en pointe à la rupture, déduite de la formule de battage des Hollandais. S'agissant de fondation superficielle ancrée dans du sable ou de l'argile, la contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU) est obtenue en appliquant à la résistance dynamique de rupture un coefficient de sécurité égal à 20, elle s'écrit :

$$q_{ELU} = \frac{R_p}{20}$$

À la profondeur d'assise proposée (-2.0 m par rapport au niveau du terrain le jour de notre intervention), la résistance de pointe dynamique (q_d) minimale est de l'ordre de 0.4 bar dans les sondages pénétrométriques.

7.3.2 À partir des essais de pénétration standard

La contrainte admissible basée sur les résultats des essais de pénétration standard (SPT) est déterminée à partir de la formule empirique proposée par MEYERHOF (1969). Cette formule, établie pour un tassement uniforme ne dépassant pas 25 mm, fait intervenir la largeur et la profondeur d'encastrement de la semelle ; elle s'écrit :

$$q_{adm} = \begin{cases} 12Nk_d & pour B \le 1.22 \text{ m} \\ 8N \left[\frac{B + 0.305}{B} \right]^2 k_d & pour B > 1.22 \text{ m} \end{cases}$$

Où q_{adm} représente la capacité portante admissible exprimée en kN/m²;

 k_d un coefficient défini par $k_d = 1 + 0.33 \times \frac{D}{B} \le 1.33$;

et N la valeur SPT corrigée, moyenne calculée de 0.5B à 2B à partir de la profondeur d'assise de la fondation.

7.3.3 Sur les résultats des essais mécaniques.

Elle est obtenue à partir de la formule classique de la mécanique des sols :

$$q_{_{adm_{nette}}} = \frac{\gamma_{_{1}} \times D(N_{_{q}} - 1) + C_{_{u}} \times N_{_{c}}(1 + 0.2 \times \frac{D}{B}) \times (1 + 0.2 \times \frac{B}{L}) + (1 - 0.4 \times \frac{B}{L}) \times \gamma_{_{2}} \times \frac{B}{2} \times N_{_{\gamma}}}{3}$$

 $O\grave{u}$: q_{adm} représente la contrainte admissible exprimée en tf/m^2 ;

D, l'encastrement de la semelle en m;

y_{1.} le poids volumique du sol au-dessus de la semelle en tf/m³;

 γ_2 , le poids volumique déjaugé du sol en dessous de la semelle en tf/m^3 ;

Cu, la cohésion apparente du sol en bar :

Nq, Nc et N γ , les facteurs de capacité portante donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol (ϕ^0).

7.4 CALCUL DE LA CONTRAINTE DE SERVICE

En désignant par W le poids des fondations, la contrainte de service nette appliquée au sol support s'écrit alors :

$$q_{ser} = \frac{Q_{ser} + W}{B \times L}$$

Dans laquelle Q_{ser} désigne la charge de service appliquée sur la semelle, B et L les dimensions de celle-ci.

7.5 SÉCURITÉ VIS-À-VIS DU POINÇONNEMENT DES FONDATIONS

7.5.1 Vérification de l'épaisseur des fondations

$$\frac{1.5Q}{p_c \times h_0} \le 1.2\sigma_b$$

Dans laquelle formule :

 p_{c} désigne le périmètre de la section médiane de la semelle ;

h_{0,} l'épaisseur de la semelle ;

 σ_{b_1} la contrainte de traction de référence du béton utilisé.

Avec σ_b =7.1 bar (béton strictement contrôlé); Pc= 4h₀+4a;

Q=17.42 tf et a= 0.20 m

Cette formule fournit une épaisseur minimale h_0 =0.356 m, on considérera ainsi une épaisseur de semelle de h=0.40 m à la racine.

a. Condition de rigidité de la semelle

$$h_0 \ge \frac{B-a}{4} = h_{0,min}$$
 d'où $h_{0,min}$ =0.25 m

L'épaisseur h = 0.40 m à la racine vérifie la condition de rigidité de la semelle.

7.6 SÉCURITÉ VIS-À-VIS DU SOL SUPPORT

1. Contrainte admissible

i. Contrainte admissible des fondations à la profondeur de 0.50m dans le coussin de remblai

On recommande un remblai constitué d'une grave limoneuse (tout venant de rivière) ayant les caractéristiques minimales suivantes : $\varphi=35^{\circ}$, $\gamma=2.00$ t/m³ et $\gamma'=1.00$ t/m³. Tenant compte du niveau de la nappe, le remblai, après sa mise en place sera considéré comme saturé sous les fondations.

A partir de la formule classique, la contrainte admissible de la semelle, reposant sur le coussin de remblai, est déterminée par l'expression suivante:

$$q_{adm_{nette}} = \frac{\gamma_{1} \times D(N_{q} - 1) + C_{u} \times N_{c}(1 + 0.2 \times \frac{D}{B}) \times (1 + 0.2 \times \frac{B}{L}) + (1 - 0.4 \times \frac{B}{L}) \times \gamma_{2} \times \frac{B}{2} \times N_{\gamma}}{3}$$

Où:

 $y_1 = y_2 = 2.00 \text{ t/m}^3$ et D=0.50 m l'encastrement de la semelle.

Pour
$$\mathbf{C}_{\mathrm{u}}$$
=0 et $\varphi=35^{0}$ on a $N_{_{q}}=33.30$ et $N_{_{\gamma}}=48.03$, il vient :

$$q_{adm_{netto}} = 28.16 \text{ t/m}^2 \text{ ou } 2.82 \text{ bar}$$

Le remblai doit être mis en place en couches successives de 20.00 cm soigneusement compactées jusqu'à atteindre l'épaisseur prévue.

ii. Contrainte admissible des fondations à la profondeur de 1.50m en dessous de la semelle (dans le coussin de sable).

En faisant une répartition simplifiée à 30° , à la profondeur de 1.50 m sous les fondations, les dimensions de la semelle fictive sont : B'= 1.20 m+1.72 m = 2.92 m et L'= 5.0 m + 1.72 m = 6.72 m.

À cette profondeur, la valeur de la contrainte admissible proposée par la formule empirique de MEYERHOF (1969) est la suivante :

Pour B= 2.92 m; D= 2.0 m \Rightarrow k_d = 1.26; avec N=4 on a:

$$q_{adm} = 8 \times 4 \times \left[\frac{2.92 + 0.305}{2.92} \right]^2 \times 1.17$$

Soit q_{adm}= 47.86kN/m² ou 0.48bar

À partir de la formule classique, la contrainte admissible sous la semelle fictive à 1.50m est déterminée par l'expression suivante:

$$q_{adm_{nette}} = \frac{\gamma_1 \times D(N_q - 1) + C_u \times N_c (1 + 0.2 \times \frac{D}{B'}) \times (1 + 0.2 \times \frac{B'}{L'}) + (1 - 0.4 \times \frac{B'}{L'}) \times \gamma_2 \times \frac{B'}{2} \times N_{\gamma}}{3}$$

Avec $\gamma_1=\gamma_2=0.87$ t/m³(γ en dessous de 1.00 m); D=2.00 m, l'encastrement de la semelle fictive pour $C_u=5.0$ et pour $\phi=20^0$ on a N_c = 14.83 $N_q=6.4$ et $N_{\gamma}=5.39$

Soit q_{adm}= 0.90 bar ou 9.02 tf/m²

La contrainte admissible à la profondeur de 1.50 m sous les fondations est de 0.48 bar.

2. Contrainte de service :

a. Contrainte de service à la profondeur 0.50m, sous les fondations:

$$q_{ser} = \frac{(45.0 * 2)}{1.20 \times 5.00} = 15.0 \text{tf/m}^2$$

Soit 1.5bar < 2.82 bar.

La sécurité vis-à-vis de la rupture est assurée

b. Contrainte de service à la profondeur 1.50m sous les fondations:

La contrainte de service, calculée à partir des caractéristiques de la semelle fictive en tenant compte du poids du remblai est :

$$q_{ser} = \frac{(45 * 2)}{(1.20 + 1.72) \times (5.0 + 1.72)} = 4.59 \text{tf/m}^2$$

Soit 0.46 bar < 0.48 bar

En tout point du sous-sol sous les fondations, q_{adm} > q_{ser} , la sécurité vis-à-vis du sol support est assurée.

3. Évaluation des tassements

a. Tassement instantané du cousin de remblai

Le tassement au milieu du remblai sera instantané et peut être estimé à partir de la formule suivante :

$$s = f \times \frac{1 - v^2}{E} \times B \times q \text{ ([3], page 282)}.$$

Où:

s, représente le tassement au point considéré ;

B, la largeur de la semelle ;

q, la pression moyenne appliquée sur la semelle ;

f, un coefficient qui dépend de la forme de la semelle, de sa rigidité.

E, le module d'élasticité statique ;

u, le coefficient de Poisson.

Le tableau # 9 suivant présente une estimation du tassement instantané sous la semelle la plus chargée :

Tableau # 9. – Tassements instantanés.

COUCHE	LARGEUR DE LA SEMELLE FICTIVE B (M)	CONTRAINTE DE SERVICE QSER (BAR)	COEFFICIENT DE FORME F	E (BAR)	COEF. DE POISSON Y	TASSEMENT S (MM)
Grave limoneuse	1.20	1.5	2.10	2298	0.40	1.39 mm
Limon sableux	2.92	0.46	2.10	150.	0.30	16.90

Le tassement instantané dans la couche de grave est de l'ordre de 1.39mm. Pourvu que le remblai soit bien compacté, ce tassement peut être négligé. Le tassement instantané dans la couche du limon sableux est de l'ordre de 16.90mm.

8 VALIDITÉ DES RÉSULTATS

Une reconnaissance des sols se fait de façon ponctuelle. Pour ce site, six (6) essais au pénétromètre dynamique lourd couplé avec six (6) sondages à la tarière et un (1) profil sismiques réfraction ont été réalisés. Des variations stratigraphiques entre les sondages, tant horizontales que verticales, peuvent exister. Bien que ces essais renseignent adéquatement sur la nature et les caractéristiques physiques du sol rencontré, ils ne fournissent aucune information sur les conditions qui prévalent ailleurs. C'est pourquoi toute interprétation ou extrapolation des données entre les dits sondages comporte certains risques. Les recommandations formulées s'appliquent au cas analysé en fonction des hypothèses de départ. Elles ne devraient pas être généralisées sans des études plus approfondies.

9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les coupes lithologiques des sondages effectués et les pénétrogrammes révèlent l'existence d'un soussol de résistance très médiocre jusqu'à six (6.00) mètres de profondeur et peu appréciable en dessous. Il est homogène dans le plan horizontal et plus ou moins hétérogène dans le plan vertical en termes de résistance à la pénétration. Celui-ci est constitué sous une couche de terre végétale de 0.30m d'épaisseur, d'une alternance de couches de limon et de sable avec des traces d'argile de consistance allant de molle à raide jusqu'à la profondeur de 6.0m. En dessous de cette profondeur, des couches de grave sableuse de compacité dense ont été repérées, elles offrent une meilleure portance jusqu'à la profondeur de 10.50m investiguée. Les valeurs moyennes des SPT restent autour de 4 et la contrainte admissible due au pénétromètre dynamique reste autour de 0.4 bar jusqu'à 6.0m de profondeur et de 5 bar à 10.00m de profondeur. Les sondages à la tarière confirment cette homogénéité observée dans les pénétrogrammes.

En considérant les hypothèses faites sur les charges à transmettre au sol et compte tenu du pouvoir portant tres faible du sous-sol, et de la géométrie de la structure supposée, un système de fondation superficielle constitué de semelles continues de largeur B=1.20m et de longueur L=5.00m ancrées dans une couche de remblai de 2.00m d'épaisseur à partir du niveau zéro du sondage, peut être retenu. Les semelles de fondations seront établies dans le remblai à la profondeur de 0.50m. La mise en place du remblai se fera par couches successives de 20.00cm soigneusement compactées jusqu'à l'obtention de l'épaisseur recommandée de 2.00m.

Le niveau d'eau a été décelée à la profondeur moyenne de 1.0m ce qui confère au remblai une venue d'eau par capillarité, en conséquence, le sol sous les fondations sera saturé et en particulier pulvérulent, le tassement total sera de l'ordre de 18.29mm et ne sera pas préjudiciable pour les fondations de l'ouvrage. Il est cependant fortement recommandé de rigidifier le système en reliant les semelles dans le sens perpendiculaire aux semelles continues par des poutres raidisseuses.

Le Chargé d'Affaire

Le Vérificateur

Reginald **Nelson**, Ing.

Fabrice Nzodoum, Ing.

rnelson@geotechsol.com

fnzodoum@geotechsol.com

509 37 49 72 44

509 38 67 03 06

BIBLIOGRAPHIE

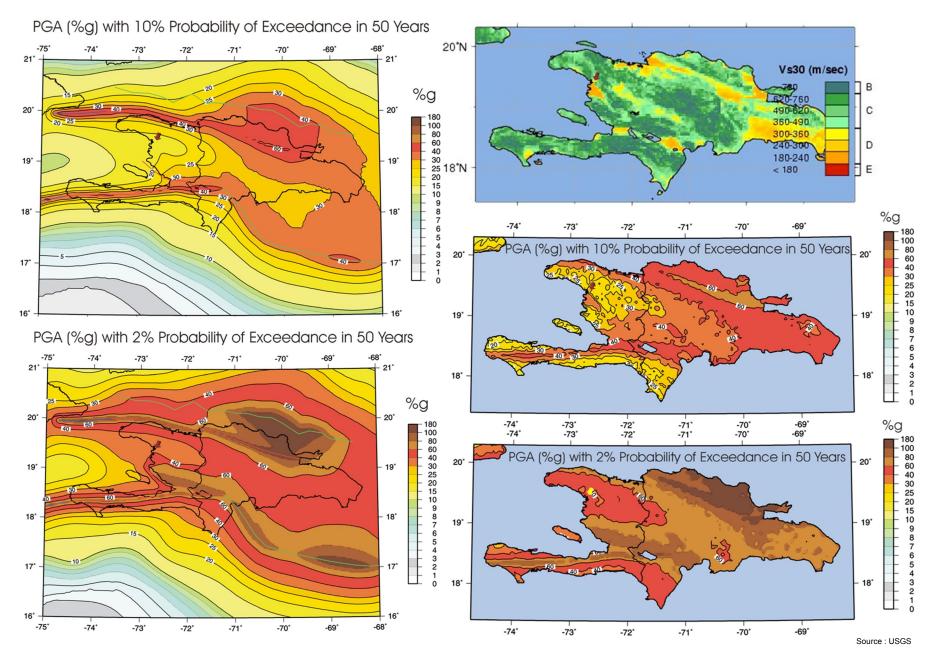
- [1] BOISSON Dominique et PUBELLIER Manuel; Carte géologique d'Haïti au 1/250 000^{ème}, feuille nord-est (Cap-Haïtien), longitude: Est de 74° W, latitude: Nord de 19° N; éditer par le **B**ureau des **M**ines et de l'Énergie (BME) avec l'appui du **F**onds d'**A**ide et de **C**oopération française (FAC), 1982 à 1988.
- [2] Bureau des Mines et de l'Énergie, Direction de la Géologie et des Mines ; *notice explicative de la carte géologique d'Haïti au 1/250 000*^{ème}, Août 2005.
- [3] Frankel Arthur, Harmsen Stephen, Mueller Charles, Calais Eric, and Haase Jennifer, Documentation for initial seismic hazard maps for Haiti; U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1067, 12 p., 2010.
- [4] INTERNATIONAL CODE COUNCIL INC, 2009 International Building Code®, 2009.
- [5] MAURASSE Florentin J.-M. R., Survey of The Geology of Haiti, *Guide to the field excursions in Haiti of the Miami Geological Society*, Mars 1982.
- [6] SANGLERAT Guy, OLIVARI Gilbert et CAMBOU Bernard, problèmes pratiques de mécaniques des sols et de fondations, Tome 2, Calcul des soutènements et des fondations Stabilité des pentes, deuxième éd. Bordas, Paris 1983.
- [7] Das Braja M., Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement (1999).

ANNEXES

ANNEXE A. - PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

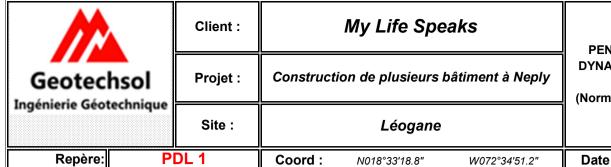


ANNEXE B. - CARTES D'ALÉAS SISMIQUES D'HAÏTI



Construction de plusieurs bâtiments de deux niveaux à Léogâne | *Rapport d'étude géotechnique*

ANNEXE C. - DIAGRAMME DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE



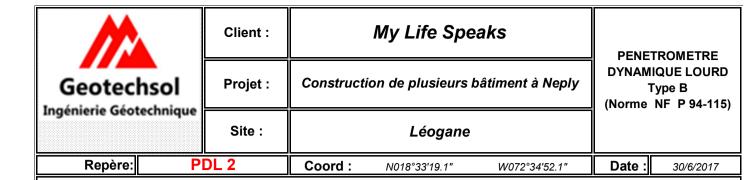
Date: W072°34'51.2" 24/6/2017

Résistance dynamique en pointe

Coupe Lithologique

(daN/cm²) 10 100 1000 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 Profondeur (m) 9.0 10.0 Arret 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0 19.0 20.0

Niveau d'eau(m) 1.10 Fin de l'essai(m) 10.60



Coupe Lithologique Résistance dynamique en pointe (daN/cm²) 100 1000 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 Profondeur (m) 9.0 10.0 Refus 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0

Niveau d'eau(m) 1.30 Fin de l'essai(m) 9.80

 Masse active (kg)
 63.5

 Hauteur de chute (m)
 0.75

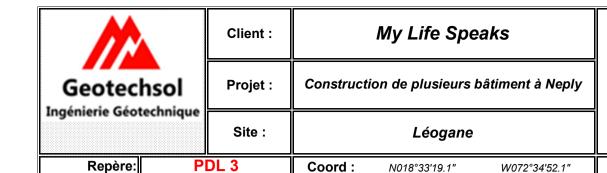
 Masse passive (kg)
 23.035

 Masse unitaire de tige (kg)
 9.736

 Section de la pointe (m²)
 0.0020

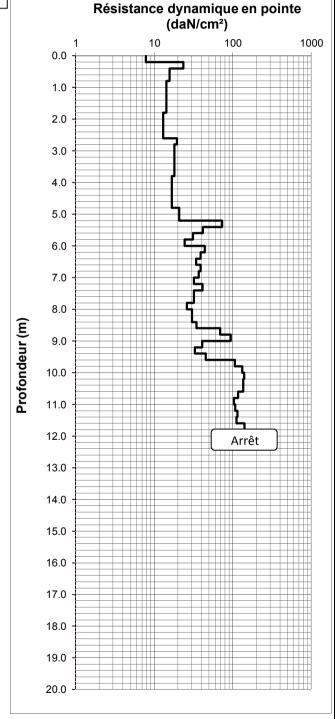
19.0

20.0



Date: 30/6/2017

Coupe Lithologique



Niveau d'eau(m) 1.00 Fin de l'essai(m) 11.80

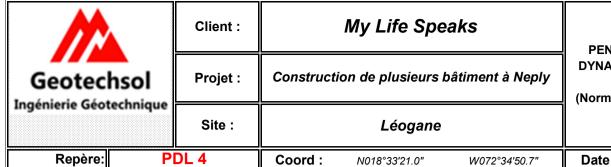
 Masse active (kg)
 63.5

 Hauteur de chute (m)
 0.75

 Masse passive (kg)
 23.035

 Masse unitaire de tige (kg)
 9.736

 Section de la pointe (m²)
 0.0020

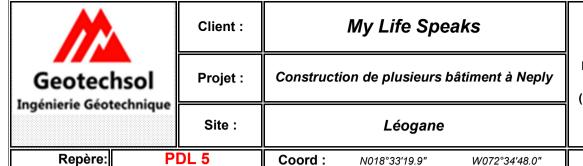


Date: W072°34'50.7" 29/6/2017

Coupe Lithologique

Résistance dynamique en pointe (daN/cm²) 10 100 1000 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 Profondeur (m) 9.0 10.0 11.0 12.0 Arrêt 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0 19.0 20.0

Niveau d'eau(m) 0.90 Fin de l'essai(m) 12.00



Date: N018°33'19.9" W072°34'48.0" 29/6/2017

Coupe Lithologique

Résistance dynamique en pointe (daN/cm²) 10 100 1000 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 Profondeur (m) 9.0 10.0 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0 19.0 20.0

Niveau d'eau(m) 1.00 Fin de l'essai(m) 12.00



Repère:

Client :	My Life Speaks
----------	----------------

Projet: Construction de plusieurs bâtiment à Neply

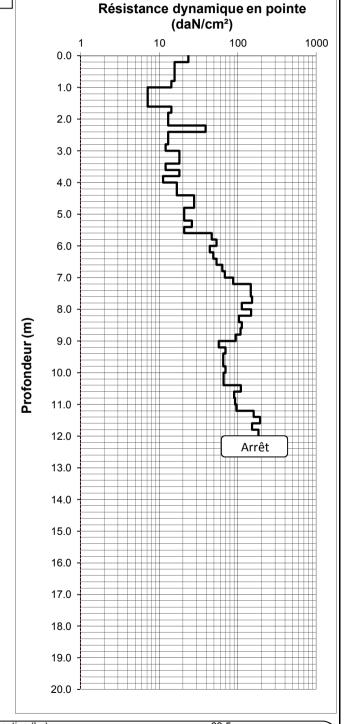
Site: Léogane

Coord:

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD Type B (Norme NF P 94-115)

N018°33'21.9" Date: W072°34'48.6" 29/6/2017

Coupe Lithologique



Niveau d'eau(m) 1.00 Fin de l'essai(m) 12.00

ANNEXE D. - COUPES LITHOLOGIQUES DES SONDAGES

	AA		Client :		1	My L	ife :	Speaks			
	eotech		Projet : Site :	Construction de plusieurs bâtiments à PENETRATION				STANDARD NETRATION TEST orme NF P 94-116)			
R	epère:	SPT1	Coordonnées GPS :	N.	18°33'1	8.8''		W0	72°34'51.2''		16.0 ± 4.1
PROFONDEUR (m)	COUPE DE TERRAIN	COTE HYDRO	COUPE LITHOLOGIQUE			DIA	(GRA	ME SPT		PROFONDEUR (m)	OBSERVATIONS
Ь		0	Description des terrains	0 1	0 2			de Coups	(0	Ь	
0.00				0 1	.0 2	20 :	30	40 50	60		
1.00			Limon argilo-sableux noirâtre	2					1.0		
2.00 3.00 4.00		7	Argile limono-sableux grisâtre	12					2.0 3.0 4.0		
5.00 - 6.00 - 7.00 -			Limon sableux grisâtre	K 4	11	10			5.0 6.0 7.0		
8.00			Sable graveleux grisâtre	-		18			8.0		
9.00			Sable sableuse grisâtre	-	1	6		43	9.0		
10.00			**************************************			20		45	10.0		
12.00									12.0		
13.00							-		13.0		
14.00									14.0		
15.00									15.0		
16.00 - 17.00 -									16.0		
18.00									17.0		
19.00									19.0		
20.00									20.0		
21.00									21.0		
22.00									22.0		
23.00									23.0		
24.00 - 25.00 -									24.0		
26.00									25.0 26.0		
27.00									27.0		
28.00									28.0		
29.00									29.0		
30.00									30.0		
31.00									31.0		
32.00 - 33.00 -									32.0		
34.00									33.0 34.0		
35.00									35.0		
36.00									36.0		
37.00									37.0		
38.00									38.0		
39.00 40.00									39.0		
10.00				_	→ N			- No	40.0		
	7										
	Hauteur de o	chute (m) u (m)		or times	10 50	. 500.0			LES 1.0 A	1.50 m	C ESSAI SPT TOUS
		3, Bas	Route de Delmas - Port-au-Prince, Hai	ш нт 61	10 - Tél.	+5093	/35-2	244 E-ma	ail : info@geoteo	ensol.com	1

	A A		Client :	My Life	: Speaks		
	eotech	57	Projet : Site :	Construction de pl Ne Léo	STANDARD NETRATION TEST orme NF P 94-116)		
R	epère:	SPT2	Coordonnées GPS :	N18°33'19.1''	W072°34'52.1''		17.0 ± 4.8
PROFONDEUR (m)	COUPE DE TERRAIN	COTE HYDRO	COUPE LITHOLOGIQUE	DIAGR	AME SPT	PROFONDEUR (m)	OBSERVATIONS
Ь	_	0	Description des terrains		e de Coups	- I	
0.00 T				0 10 20 30	40 50 60		
1.00			Limon argilo-sableux noirâtre	2	1.0		
2.00 3.00 4.00		7	Argile limono-sableux grisâtre	12 5 5	2.0 3.0 4.0		
5.00 - 6.00 - 7.00 -			Limon argileux grisâtre	1 3	5.0 6.0 7.0		
9.00 - 10.00 -			Sable graveleux grisâtre	10 3	8.0 9.0 10.0		
11.00 - 12.00 - 13.00 - 14.00 - 15.00 - 17.00 - 19.00 - 19.00 - 12.00 - 19.00 - 12.00					11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0		
20.00 - 21.00 - 22.00 - 23.00 - 24.00 -					20.0 21.0 22.0 23.0 24.0		
25.00 - 26.00 - 27.00 - 28.00 - 29.00 -					25.0 26.0 27.0 28.0 29.0		
30.00 - 31.00 - 32.00 - 33.00 -					30.0 31.0 32.0 33.0		
34.00 = 35.00 = 37.00 = 34.00					34.0 35.0 36.0 37.0		
38.00 39.00 40.00			_		38.0 39.0 40.0		
	Hauteur de	chute (m) u (m)			Type: SONDAGE DESTRU LES 1.0 A	A 1.50 m	

	AA		Client:		1	My L	ife S _l	peal	ks		
	eotechs		Projet : Site :	Construction de plusieurs bâtiments à PENETRATION				STANDARD NETRATION TEST orme NF P 94-116)			
										1	
R	lepère:	SPT3	Coordonnées GPS :	N	18°33'1	9.1''			W072°34'52.1''		17.0 ± 4.8
PROFONDEUR (m)	COUPE DE TERRAIN	COTE HYDRO	COUPE LITHOLOGIQUE				AGRAM			PROFONDEUR (m)	OBSERVATIONS
н			Description des terrains	0 1	.0 2		ibre de	Coup:	S 60		
0.00			Limon argilo-sableux noirâtre	7 3	9 '		-		0.0	_	
1.00		*	Elitori ai gito-sauteux non act e	12					1.0		
2.00 3.00 4.00		7	Argile limono-sableux grisâtre	12					2.0 3.0 4.0		
5.00 - 6.00 - 7.00 -			Limon sableux grisâtre	1	12				5.0 6.0 7.0		
8.00			Limon argileux grisâtre	4					8.0		
9.00 - 10.00 -			Grave sableuse grisâtre		1		3	5	9.0		
11.00					7	18	1	36	10.0		
12.00									12.0		
13.00									13.0		
14.00									14.0		
15.00 · 16.00 ·									15.0		
17.00									16.0 17.0		
18.00									18.0		
19.00									19.0		
20.00									20.0		
21.00 -									21.0		
23.00									22.0		
24.00									24.0		
25.00									25.0		
26.00									26.0		
27.00							1		27.0		
28.00									28.0		
29.00 - 30.00 -									29.0		
31.00									30.0		
32.00									32.0		
33.00									33.0		
34.00							1		34.0		
35.00									35.0		
36.00 - 37.00 -									36.0		
38.00									37.0 38.0		
39.00									39.0		
40.00									40.0		
				_	→ N			No			
	Masse du mo Hauteur de cl Niveau d'eau	hute (m) (m)	1.00						ONDAGE DESTRUC LES 1.0 A	1.50 m	
		3. Bas	Route de Delmas - Port-au-Prince, Hai	iti HT 61	10 - Tél	+5093	735-224	14 F	-mail · info@geotec	rhsol com	1

			Client :	1	My L	ife Sp	eaks			
	eotechs	2.0	Projet :				ırs bâtimei	nts à		STANDARD NETRATION TEST Orme NF P 94-116)
II.ge.			Site:	Léogane						
R	lepère:	SPT4	Coordonnées GPS :	N18°33'2	1 0"	1	W072°34	1'50 7''	T	17.5 ± 4.3
	среге.		coordonnees dr 5.	N10 33 Z	1.0		W 072 35	r 30.7		17.3 1 4.3
PROFONDEUR (m)	COUPE DE TERRAIN	COTE HYDRO	COUPE LITHOLOGIQUE		DIA	GRAME	SPT		PROFONDEUR (m)	OBSERVATIONS
Ь		0	Description des terrains	0 10		bre de C	_ •	. 0	<u> </u>	
0.00 T				0 10	20 3	30 40	50	50 0.0 		
1.00			Limon sablo-argileux brunâtre	2				1.0		
2.00		7		2 4				2.0		
3.00			Limon argileux grisâtre	2				3.0		
4.00				7	19			4.0		
5.00				1				5.0		
6.00 - 7.00 -			Sable limono-argileux grisâtre	4 10				6.0		
8.00				7 12				7.0 8.0		
9.00			Grave sableuse grisâtre			26		9.0		
10.00								10.0		
11.00				11	*	28		11.0		
12.00								12.0		
13.00								13.0		
14.00								14.0		
15.00								15.0		
16.00								16.0		
17.00								17.0		
18.00 · 19.00 ·								18.0 19.0		
20.00								20.0		
21.00								21.0		
22.00								22.0		
23.00								23.0		
24.00								24.0		
25.00								25.0		
26.00								26.0		
27.00								27.0		
28.00								28.0		
29.00								29.0		
31.00								31.0		
32.00								32.0		
33.00								33.0		
34.00								34.0		
35.00								35.0		
36.00								36.0		
37.00								37.0		
38.00								38.0		
39.00 ± 40.00								39.0		
10.00				N		N	lo	40.0		
	7					7				<u> </u>
	Masse du mo Hauteur de ch Niveau d'eau	nute (m)	0.75			Тур		DESTRUC LES 1.0 A		ESSAI SPT TOUS
		3, Bas	Route de Delmas - Port-au-Prince, Haï	iti HT 6110 - Tél	. +5093	735-2244	E-mail : in	fo@geote	chsol.com	

	A A		Client :	My Li	fe Spe	eaks		
	eotech	2.5	Projet : Site :	Construction de plusieurs bâtiments à PENETRATIO				STANDARD NETRATION TEST orme NF P 94-116)
					1			
R	epère:	SPT5	Coordonnées GPS :	N18°33'19.9''		W072°34'48.0''		0.0
PROFONDEUR (m)	COUPE DE TERRAIN	COTE HYDRO	COUPE LITHOLOGIQUE	DIA	GRAME S	РТ	PROFONDEUR (m)	OBSERVATIONS
Ь	_	0	Description des terrains	Noml 0 10 20 3	ore de Co	_	Ь	
0.00 T				10 20 3	9 40	50 60		
1.00			Limon sablo-argileux brunâtre	2 8		1.0		
2.00		7	Sable limoneux grisâtre	3 5		2.0		
3.00			Limon argileux grisâtre	4		3.0		
5.00			Cable limeneuv gricâtue	4 12		5.0		
6.00			Sable limoneux grisâtre	3 13		6.0		
7.00			Limon sablo-graveleux grisâtre	13	35	7.0		
8.00						8.0		
9.00			Grave sableuse grisâtre	15	34	9.0		
11.00				14	32	11.0		
12.00						12.0		
13.00						13.0		
14.00						14.0		
15.00						15.0		
16.00 17.00						16.0		
18.00						18.0		
19.00						19.0		
20.00						20.0		
21.00						21.0		
22.00						22.0		
23.00						23.0		
25.00						25.0		
26.00						26.0		
27.00						27.0		
28.00						28.0		
29.00						29.0		
30.00						30.0		
32.00						31.0		
33.00						33.0		
34.00						34.0		
35.00						35.0		
36.00						36.0		
37.00 - 38.00 -						37.0		
39.00						38.0		
40.00						40.0		
				→ N	No			
	Hauteur de	chute (m) u (m)	0.75			: SONDAGE DESTRUC	1.50 m	

No Site : Léogane N18°33′21.9" W072°34′48.6" N18°33′21.9" W072°34′48.6" N18°33′21.9" N18°33′2	STANDARD
Site : Leogane	NETRATION TEST orme NF P 94-116)
COUPE LITHOLOGIQUE DIAGRAME SPT Description des terrains Nombre de Coups 1.00 1.00 2.00 Sable limoneux grisâtre DIAGRAME SPT DIAGRAME SPT DIAGRAME SPT DIAGRAME SPT 1.0 1.0 2.0 30 40 50 60 1.0 2.0 30 40 50 60 2.0 30 40 50 60 2.0 30 40 50 60 2.0 40 50 60 2.0 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50	
COUPE LITHOLOGIQUE DIAGRAME SPT Description des terrains Nombre de Coups 1.00 1.00 2.00 Sable limoneux grisâtre DIAGRAME SPT DIAGRAME SPT DIAGRAME SPT DIAGRAME SPT 1.0 1.0 2.0 30 40 50 60 1.0 2.0 30 40 50 60 2.0 30 40 50 60 2.0 30 40 50 60 2.0 40 50 60 2.0 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50	0.0
Description des terrains	OBSERVATIONS
0.00 1.00 Limon sablo-argileux brunâtre 1.0 2.00	
1.00 Limon sablo-argileux brunâtre 2.00 Sable limoneux grisâtre	
2.00 Sable limoneux grisâtre	
Sable limoneux grisâtre	
3.00	
4.00 Limon argileux grisâtre	
5.00 = 5.00	
6.00	
7.00 Limon sablo-graveleux grisâtre 10 26	
8.00	
9.00 Grave sableuse grisâtre	
11.00	
12.00	
13.00	
14.00	
15.00	
16.00	
17.00	
18.00	
19.00	
20.00	
21.00	
22.00	
23.00	
24.00	
25.00 26.00	
26.00 1 27.00 - 27.0	
28.00	
29.00	
30.00	
31.00	
32.00	
33.00	
34.00	
35.00	
36.00	
37.00	
38.00	
39.00	
40.00 40.00	
Masse du mouton (Kg)	

Annexe E. - Diagramme du spectre de réponse et les graphes

Spectre de réponse

Nom site :	LEOGANE, NEPLI	
------------	----------------	--

Coordonnées GPS du site

X	N018°33'18,8'
Y	W072°34'51,2"
Z	

Paramètres	PGA (g)	S _s	S ₁	Classe site	Fa	F _v
Valeurs	0.51	1.37	0.48	E	0.9	2.4

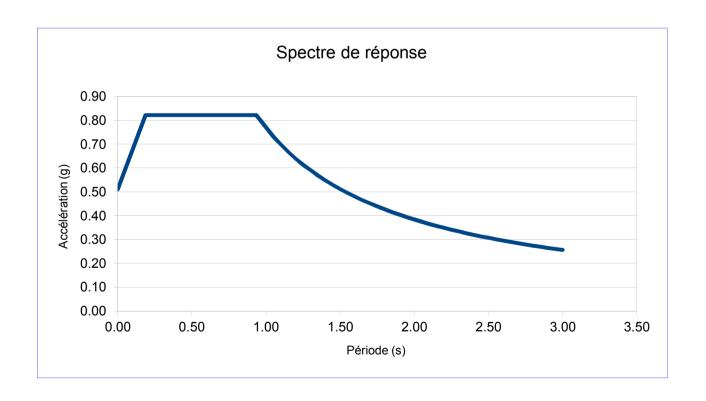
Paramètres	S _{MS}	S _{M1}	S _{DS}	S _{D1}
Valeurs	1.233	1.152	0.82	0.77

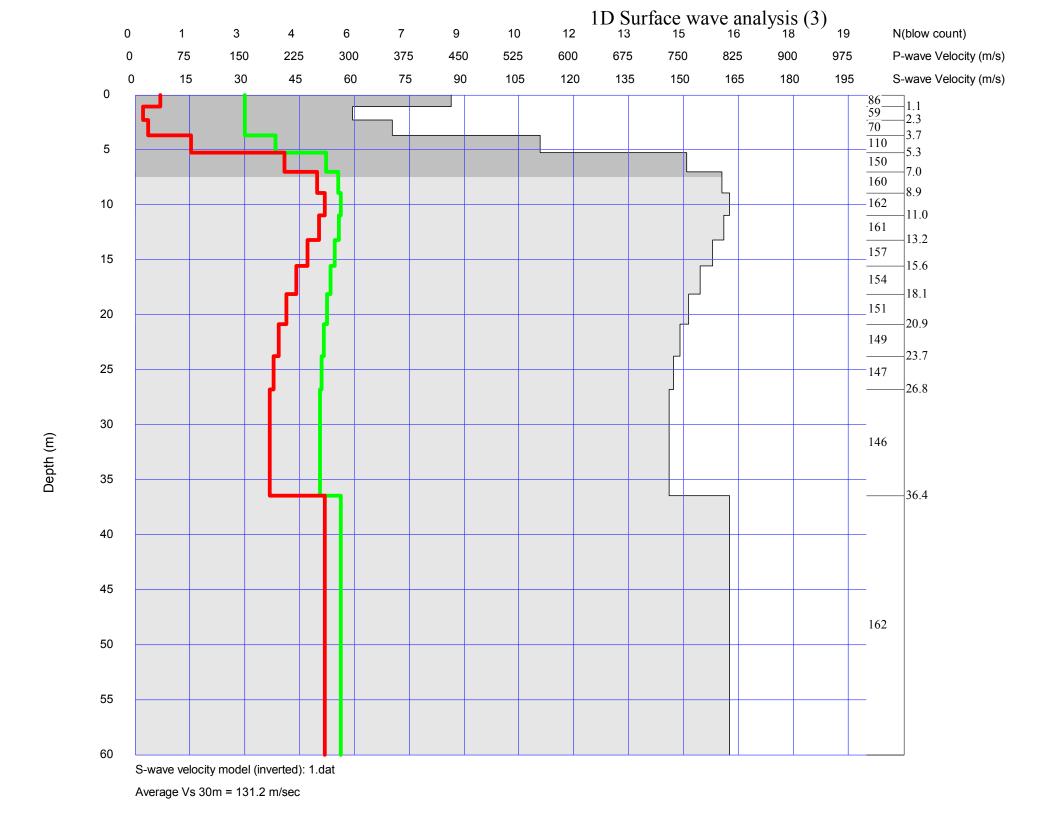
Points caractéristiques

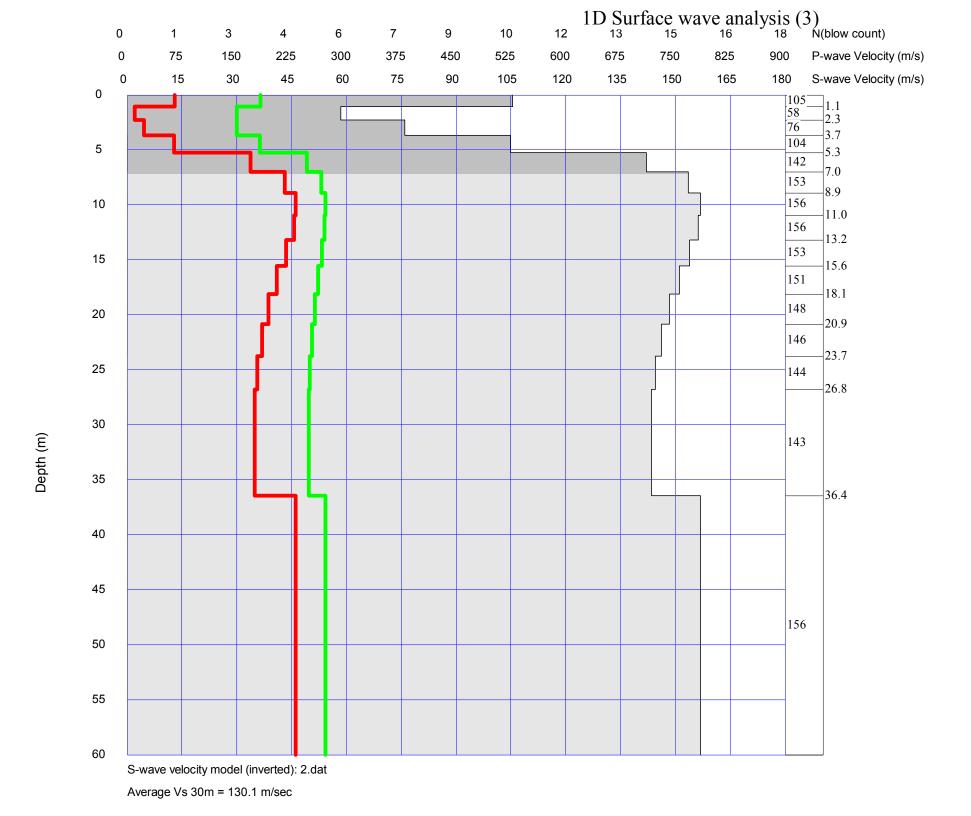
۸	Х	0.00000
	у	0.51000
C	Х	0.93431
	у	0.82200

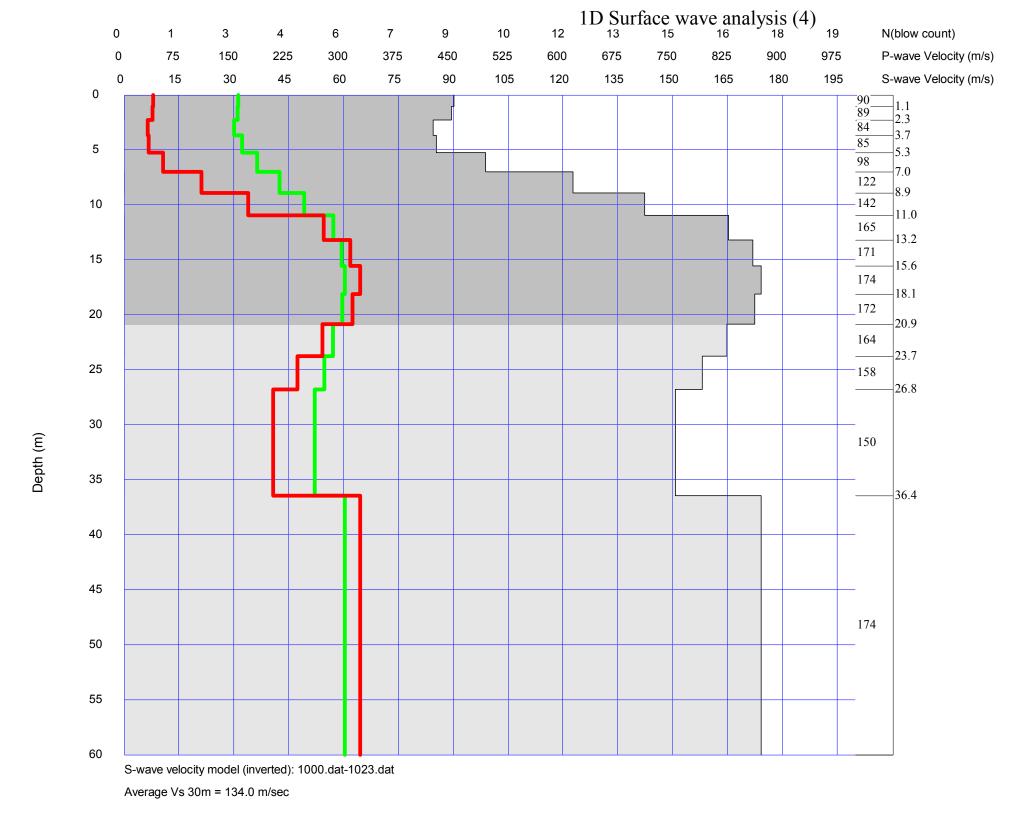
В	X	0.18686
Ь	у	0.82200
•		
D	х	1.00000
		0.70000

0.76800









ANNEXE F. - RÉSULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE



GEOTECHSOL

Ingénierie Géotechnique

Ingénierie Géotechnique 3, Bas de Delmas - Port-au-Prince, Haïti HT 6110 Tél. +509 37 35 22 44 - E-mail : info@geotechsol.com

R A P P O R T D 'É T U D E	Étude N°
	2017-T-0032
GÉOTECHNIQUE	en date du
	31/07/2017

RÉFÉRENCES DE L'ÉTUDE							
Affaire :	Léogane						
Chantier:	Léogane						
Phase :	Etude géotechnique						
Entreprise :	GEOTECHSOL						

RÉFÉRENCES DE L'ÉCHANTILLONNAGE									
Essai demandé	Norme								
Analyse granulométrique	P 18-560 du 09/90								
Limites d'Atterberg	NF P 94-051 du 03/93								
Valeur de bleu de méthylène d'un sol	NF P 94-068 du 10/98								

CARACTÉRISTIQUES DE L'INTERVENTION										
Réalisé par :	Réginald NELSON	Site :	Léogane							
Date d'interventio	07/07/2017	Matériel :	Sondeuse de marque petit BK							
Section auscultée		Nbr de sondages	6							

A Port-au-Prince, le lundi 31 juillet 2017 Responsable du Laboratoire

Fabrice NZODOUM

Rapport N°2017-T-0032 du 31/07/2017

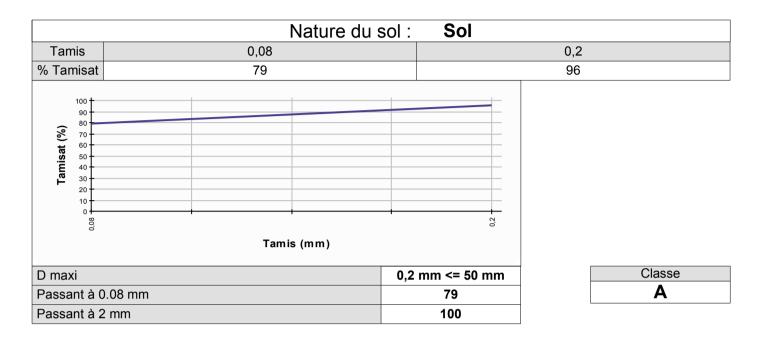
	LISTE DETAILLEE DES SONDAGES ET DE LEURS COUCHES											
Intervention du :	vendredi 7 juil 2017	Réalisée par :	Réginald NELSON	Sur site :	Léogane							
PR de départ :		PR d'arrivée :		Matériel sondage :	Sondeuse de marque petit BK							

Epais. (m)	Nature	Clas. GTR	Prélèvement N°	Paramètre de nature	D. max	31,5	25	20	16	10	8	6,3	5	2,5	1,25	0,5	0,2	0,08	VBS	lp	lc
SONDA	SONDAGE N°1 - PR: S 1 - Côte de surface: 0 m - Arrêt volontaire																				
1	S	A 3			0,2												96	79	2,59	38	2
3,5	S	A 4			1,25										99	98	95	87	2,73	42	2
3	S	A 3			1,25										99	98	88	64	1,64	34	1
1,5	S	B 5			20			97	94	91	91	89	88	85	81	65	30	13	0,59		
1,5	S	B 4			31,5	97	89	78	74	66	62	58	54	44	35	25	14	7	0,27		
SONDA	GE N°2 -	PR: S 2	- Côte de s	urface: 0 m - Arrêt volontai	re																
1	S	A 3			0,2												96	79	2,59	38	2
3,5	S	A 4			1,25										99	98	95	87	2,73	42	2
3	S	A 3			2,5									99	97	95	89	75	2,59	37	2
3	S	B 5			20			97	94	91	91	89	88	85	81	65	30	13	0,59		
SONDA	GE N°3 -	PR: S 3	- Côte de s	urface: 0 m - Arrêt volontai	re																
1	S	A 3			0,2												96	79	2,59	38	2
3,5	S	A 4			1,25										99	98	95	87	2,73	42	2
3	S	A 3			1,25										99	98	88	64	1,64	34	1
1,5	S	A 3			2,5									99	97	95	89	75	2,59	37	2
1,5	S	B 4			31,5	97	89	78	74	66	62	58	54	44	35	25	14	7	0,27		
SONDA	GE N°4 -	PR: S 4	- Côte de s	urface: 0 m - Arrêt volontai	re																
2	S	A 3			0,5											99	95	78	3,04	38	2
2,5	S	A 3			2,5									99	98	95	91	81	3,73	39	2
3	S	B 5			25		94	94	94	90	90	90	90	89	88	81	47	25	0,75	11	3
3	S	B 4			31,5	98	91	89	85	77	73	69	65	56	47	31	15	8	0,43		
SONDA	GE N°5 -	PR: S 5	- Côte de s	urface: 0 m - Arrêt volontai	re																
1	S	A 3			0,5											99	95	78	3,04	38	2
2	S	A 1			0,5											97	93	71	1,38		
1,5	S	A 3			2,5									99	98	95	91	81	3,73	38	2

Rapport N°2017-T-0032 du 31/07/2017

Epais. (m)	Nature	Clas. GTR	Prélèvement N°	Paramètre de nature	D. max	31,5	25	20	16	10	8	6,3	5	2,5	1,25	0,5	0,2	0,08	VBS	lp	Ic
1,5	S	A 1			0,5											97	93	71	1,38		
3	S	В6			31,5	95	92	87	87	82	79	77	75	71	68	63	55	34	0,92	30	1
1,5	S	B 4			31,5	98	91	89	85	77	73	69	65	56	47	31	15	8	0,43		
SONDA	GE N°6 -	PR: S 6	- Côte de s	urface: 0 m - Arrêt volontai	re								•								
2	S	A 2			0,5											99	95	78	3,04		
1	S	A 1			0,5											97	93	71	1,38		
3	S	A 3			2,5									99	98	95	91	81	3,73	39	2
1,5	S	В6			31,5	95	92	87	87	82	79	77	75	71	68	63	55	34	0,92	30	1
3	S	B 4			31,5	98	91	89	85	77	73	69	65	56	47	31	15	8	0,43		





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	Ip	38
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

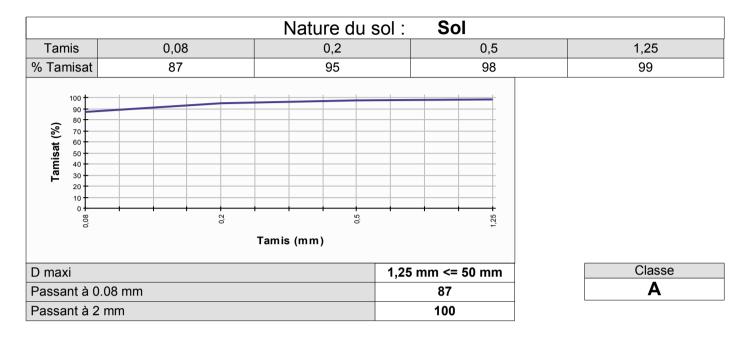
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	
	П

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	Ip	42
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

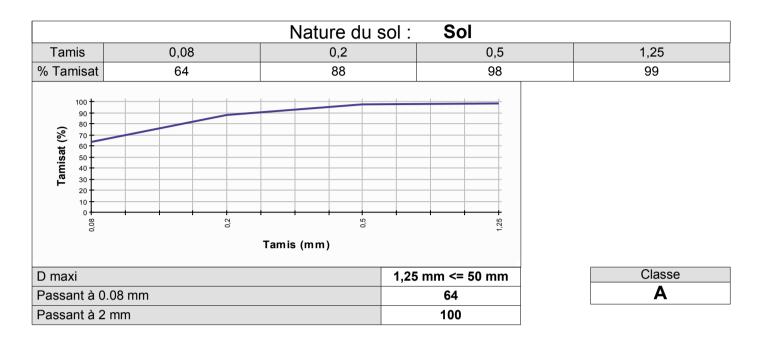
Sous-Classe	
A4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	ΔΛ
Olassement selon la Ni 1 11-500.	~ 4

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	1	Point Repère :	S 1	
N° de Couche :	3	Réf. prélèvement :		



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	34
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

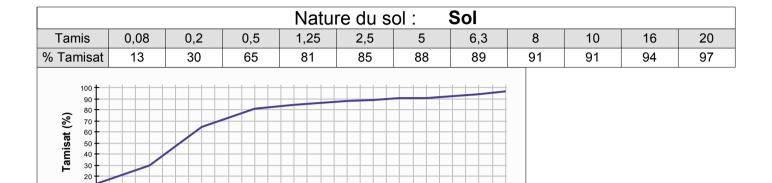
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	
	П

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3





Tamis (mm)	
D maxi	20 mm <= 50 mm
Passant à 0.08 mm	13
Passant à 2 mm	83,7

Classe
В

Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,59
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

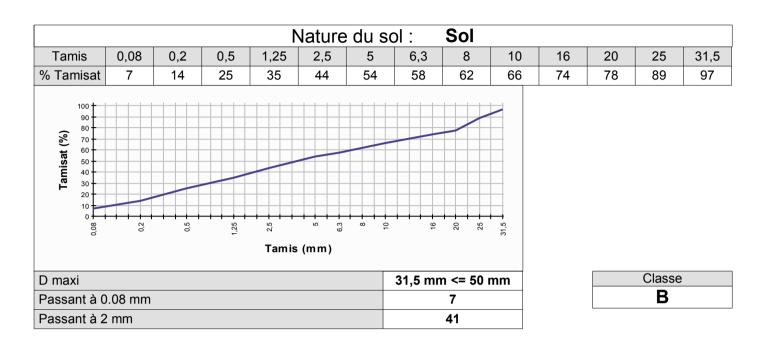
Sous-Classe	
B5	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	R ₅
	D 5

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300 N° de sondage : 1 Point Repère : S 1 N° de Couche : 5 Réf. prélèvement :



Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,27
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

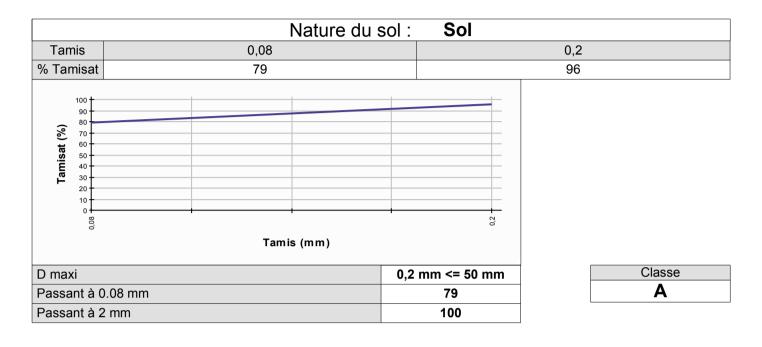
Sous-Classe	
B4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique		

Classement selon la NF P 11-300 :	B ₄
-----------------------------------	----------------

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	2	Point Repère :	S 2
N° de Couche :	1	Réf. prélèvement :	



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	Ip	38
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

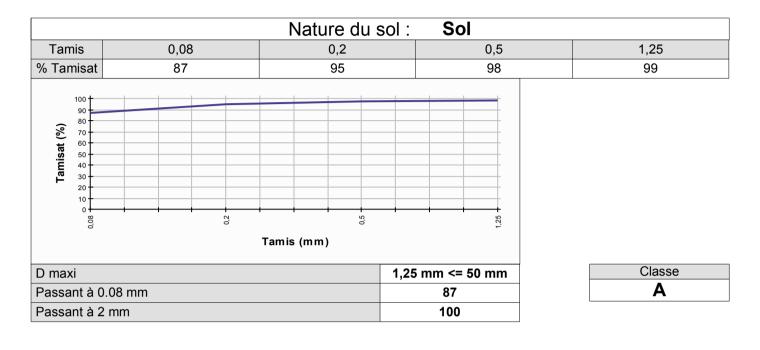
Sous-Classe
A3

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	
	П

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	2	Point Repère :	S 2
N° de Couche :	2	Réf. prélèvement :	



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	42
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

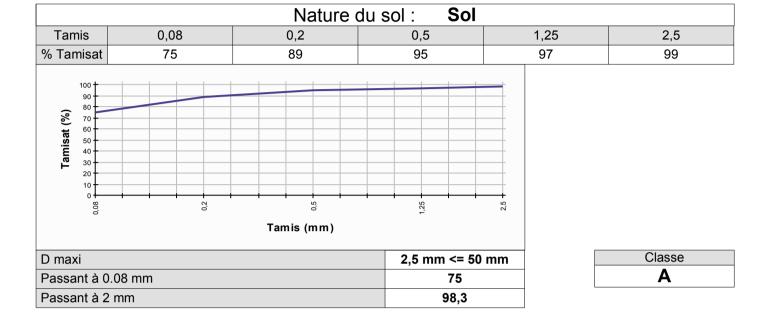
Sous-Classe	
A4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	ΔΛ
Olassement selon la Ni 1 11-500.	~ 4

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300						
N° de sondage :	2	S 2				
N° de Couche :	3					



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	37
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

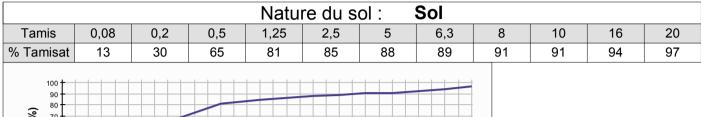
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	lc	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300	: A 3
---------------------------------	--------------

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300						
N° de sondage :	2	S 2				
N° de Couche :	4					



Tamisat (%)	90 80 70 60 50 40 30 20 10	0,2	0.5	1.25	2.5	10	6,3	ω	0		91	20 +
				T	amis (mn	n)						
D max	(i							20	0 mm	ן <= !	50 mn	n
D	-1 2 0 00									40		

D maxi	20 mm <= 50 mm
Passant à 0.08 mm	13
Passant à 2 mm	83,7

Classe	
В	

Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,59
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

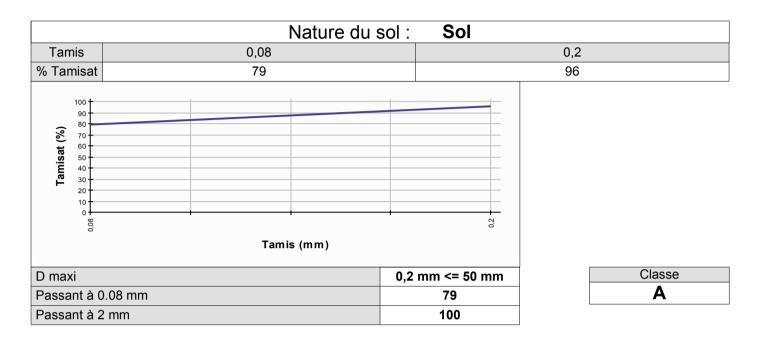
Sous-Classe	
B5	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	lc	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	B 5
-----------------------------------	------------





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	38
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

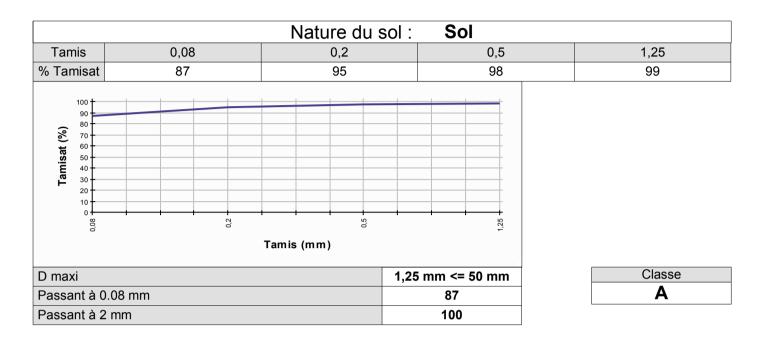
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	3	Point Repère :	S 3	
N° de Couche :	2	Réf. prélèvement :		



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	42
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

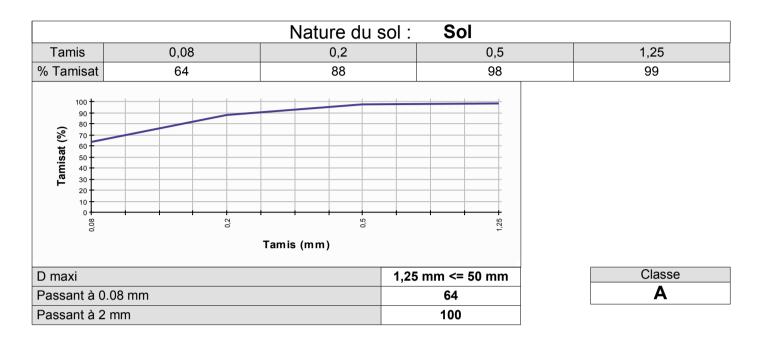
Sous-Classe	
A4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	ΔΛ
	~ 4

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	3	Point Repère :	S 3
N° de Couche :	3	Réf. prélèvement :	



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	34
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

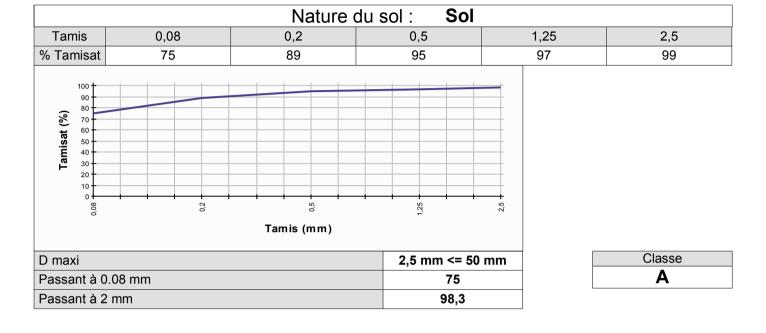
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	lc	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la 141 1 11-500.	A 3

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	3	Point Repère :	S 3	
N° de Couche :	4	Réf. prélèvement :		



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	37
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

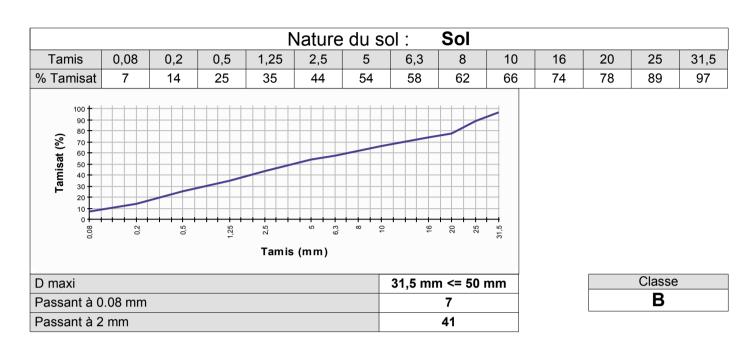
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300	: A 3
---------------------------------	--------------

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	3	Point Repère :	S 3	
N° de Couche :	5	Réf. prélèvement :		



Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,27
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

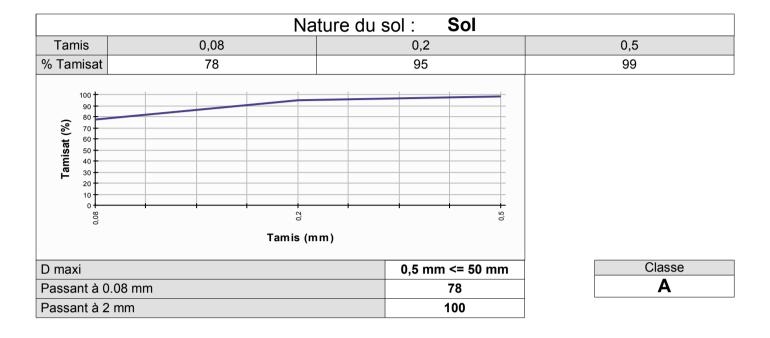
Sous-Classe	
B4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique		

Classement selon la NF P 11-300	B4
---------------------------------	----

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	4	Point Repère :	S 4	
N° de Couche :	1	Réf. prélèvement :		



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	Ip	38
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

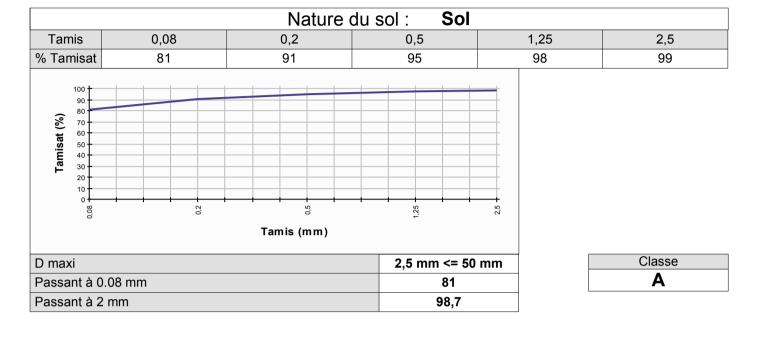
Sous-Classe
A3

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	4	Point Repère :	S 4	
N° de Couche :	2	Réf. prélèvement :		



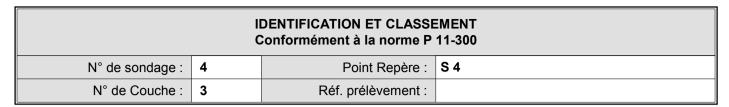
Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	39
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

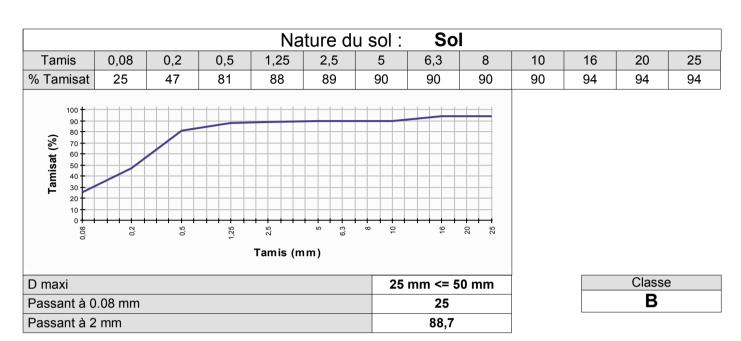
Sous-Classe	
A 3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	11
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

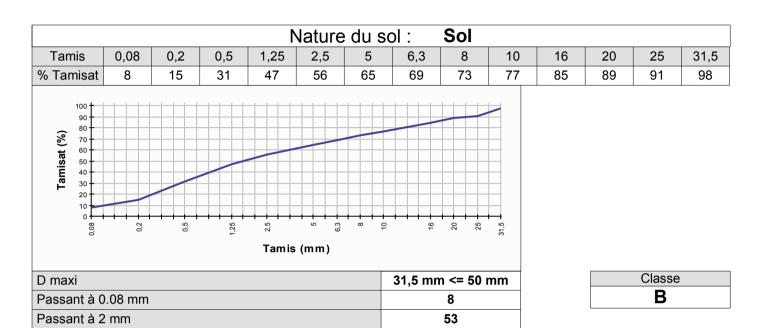
Sous-Classe	
B5	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	R ₅
	D 5

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	4	Point Repère :	S 4
N° de Couche :	4	Réf. prélèvement :	



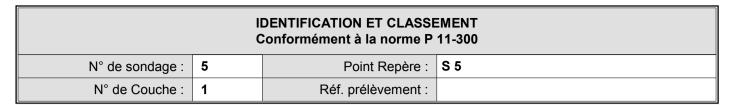
Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,43
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

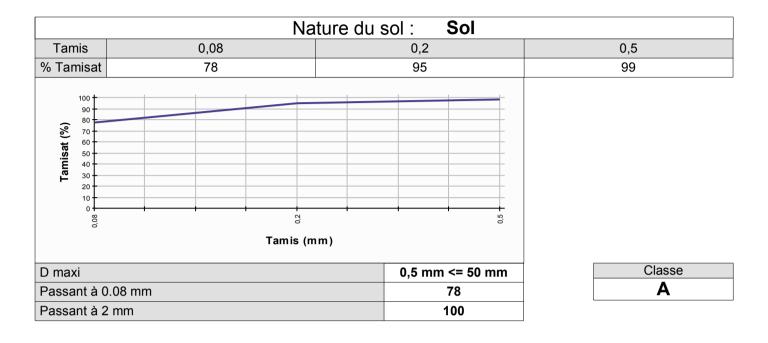
Sous-Classe	
B4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	R ₄
Classement selon la NF P 11-300 :	D 4





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	38
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

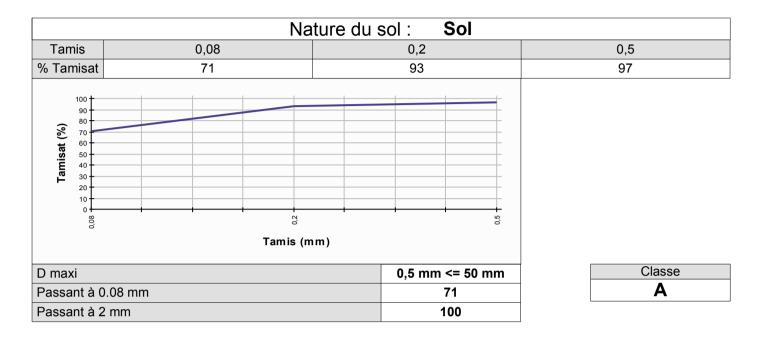
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3





Mesure de la quantité argileuse	VBS	1,38
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

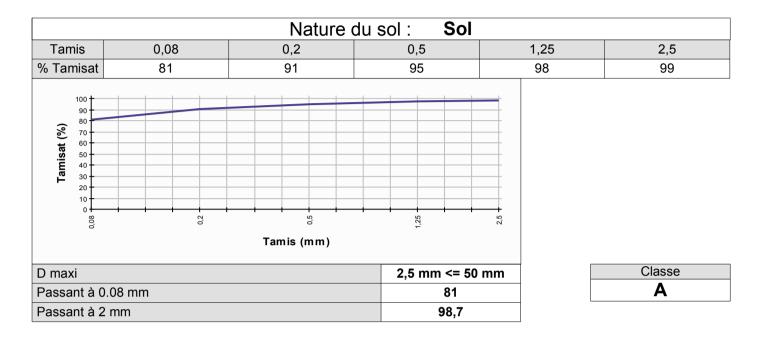
Sous-Classe	
A 1	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-30): A 1
--------------------------------	---------------





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	38
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

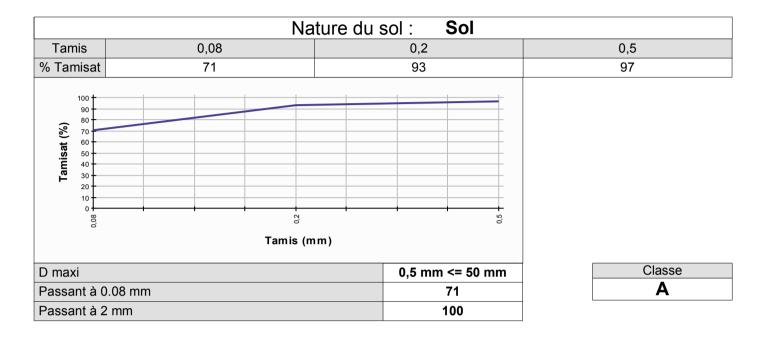
Sous-Classe	
A 3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3





Mesure de la quantité argileuse	VBS	1,38
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

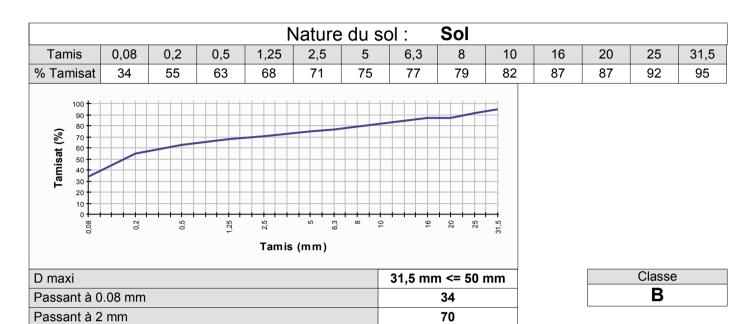
Sous-Classe	
A 1	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-30): A 1
--------------------------------	---------------





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	Ip	30
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

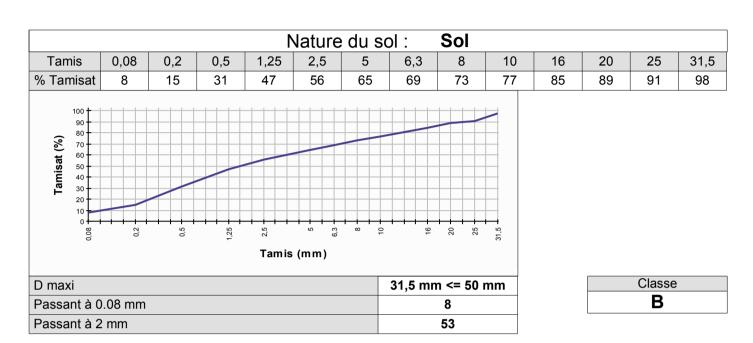
Sous-Classe
B6

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	
	П

Classement selon la NF P 11-300 :	B ₆
-----------------------------------	----------------

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	5	Point Repère :	S 5
N° de Couche :	6	Réf. prélèvement :	



Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,43
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

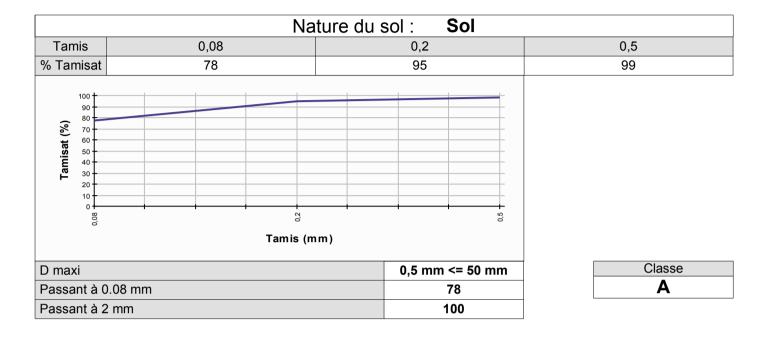
Sous-Classe	
B4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-30	D: B 4
--------------------------------	---------------

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	6	Point Repère :	S 6
N° de Couche :	1	Réf. prélèvement :	



Mesure de la quantité argileuse	VBS	3,04
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

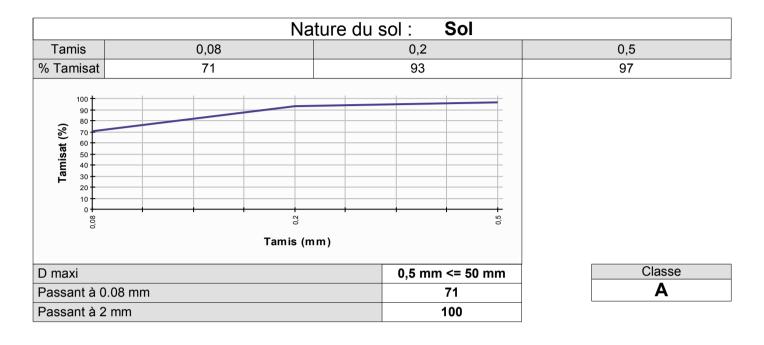
Sous-Classe	
A2	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	Δ2
Classement selon la Ni F 11-300.	A 2





Mesure de la quantité argileuse	VBS	1,38
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

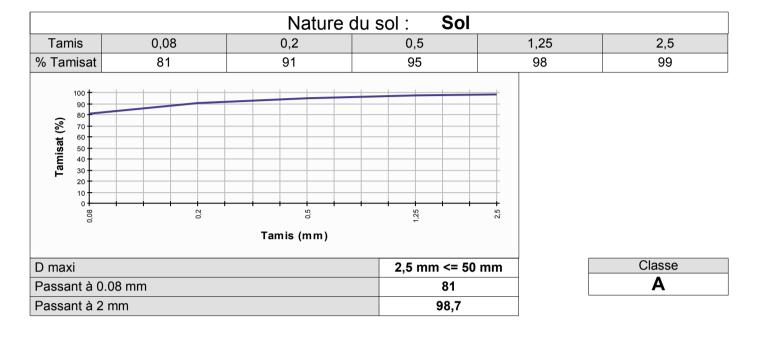
Sous-Classe
A 1

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	

Classement selon la NF P 11-300 :	Δ1





Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	39
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

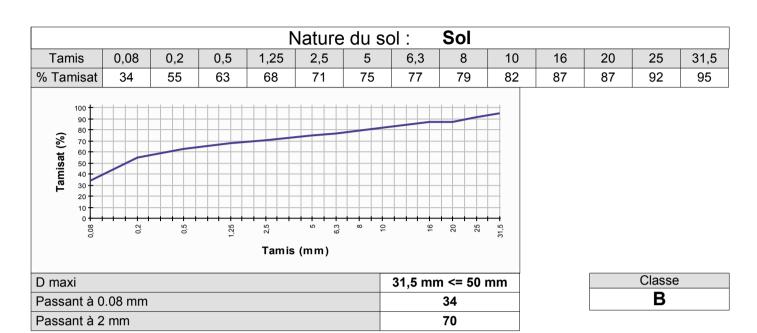
Sous-Classe	
A3	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique		

Classement selon la NF P 11-300 :	Aз
Classement selon la Ni 1 11-300.	A 3

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300			
N° de sondage :	6	Point Repère :	S 6
N° de Couche :	4	Réf. prélèvement :	



Mesure de la quantité argileuse	VBS	
Indice de plasticité	lp	30
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

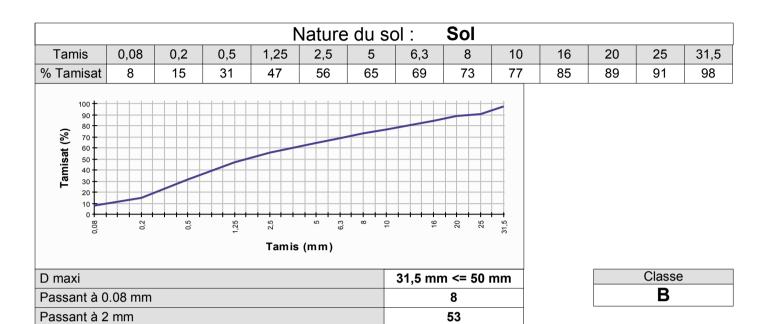
Sous-Classe	
B6	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique	
	П

Classement selon la NF P 11-300 :	Re

IDENTIFICATION ET CLASSEMENT Conformément à la norme P 11-300				
N° de sondage :	6	Point Repère :	S 6	
N° de Couche :	5	Réf. prélèvement :		



Mesure de la quantité argileuse	VBS	0,43
Indice de plasticité	lp	
Los Angeles	LA	
Friabilité des sables	FS	
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	

Sous-Classe	
B4	

Indice portant immédiat	IPI	
Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal	Wopn	
Teneur en eau naturelle	Wn	
Indice de consistance	Ic	

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300 :	R ₄
Classement selon la NF P 11-300 :	D 4

COUPES DE SONDAGES

	SONDAGE N° 1 P.R. : S 1				
Prof (m)	ďeau à es		Description Géologique	Identification des sols	
	Présence d'eau à	Limon sableux noirâtre		A 3	
3,5	Presence deau à	Argile limono-sableux grisâtre		A 4	
-4,5	Présence d'eau à			A 3	
1,5 miniminiminiminiminiminiminiminiminimin	SCOTO	Grave limoneuse grisâtre		B 5	
1,5 0	Présence d'eut à	Grave sableuse grisâtre		B 4	
		Type d'arrêt :	Arrêt volontaire		
	Observations:				

	SONDAGE P.R. :	
Prof (m)	Description géotechnique	Description Géologique Identification des sols
	Limon sableux noirâtre	A 3
3,5	Argile limono-sableux grisâtre Argile limono-sableux grisâtre	A 4
-4,5	Filmon sableux grisatre	A 3
-7,5 8	Grave limoneuse grisâtre	B 5
	Type d'arrêt :	Arrêt volontaire
	Observations :	

SONDAGE N° 3 P.R. : S 3						
Prof (m)	Description géotechnique	Description Géologique	Identification des sols			
1	Limon sableux noirâtre		A 3			
-1 համասիակավարհավարհականականում	Argile limono-sableux grisâtre -/-/-//-/		A 4			
-4,5	Limon sableux grisâtre		A 3			
-7,5	Limon sableux grisâtre		A 3			
1,5 mmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmm	Grave sableuse grisâtre		B 4			
	Type d'arrêt : Arrêt volontaire					
	Observations:					

SONDAGE N° 4 P.R.: S 4					
Prof (m)	Desc	ription géotechnique	Description Géologique	Identification des sols	
	Présence d'eau à Triètres	Limon sableux brunâtre		A 3	
2,5	Présence d'eau à Tretres	Limon sableux grisâtre		A 3	
4,5 mlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlum	7. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2. 2.	Grave limoneuse grisâtre		B 5	
-7,5	Présence d'eau à	Grave sableuse grisâtre		B 4	
	Type d'arrêt : Arrêt volontaire				
	Observations :				

SONDAGE N° 5 P.R. : S 5						
Prof (m)	Description géotechnique	Description Géologique	Identification des sols			
1	Limon sableux brunâtre		A 3			
National material and a second	Sable limoneux grisâtre		A 1			
1,5 արարարարարարար	Limon sableux grisâtre		A 3			
4,5 12 17.8 1.9	Sable limoneux grisatre		A 1			
9 dumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlu	Grave sableuse grisâtre		B 6			
1,5 mmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmm	Grave sableuse grisâtre		B 4			
	Type d'arrêt : Arrêt volontaire					
	Observations :					

SONDAGE N° 6 P.R. : S 6					
Prof (m)	Description géotechnique	Description Géologique	Identification des sols		
2 millimination of the control of th	Limon brunâtre		A 2		
-2	Sable limoneux grisâtre		A 1		
3 mlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlumlum	E personne de la		A 3		
4,5	Grave sableuse grisâtre		B 6		
-7,5 8	Grave sableuse grisâtre		B 4		
	Type d'arrêt : Arrêt volontaire				
	Observations :				



Ingénierie Géotechnique

GEOTECHSOL

3, Bas de Delmas
HT 6110
Port-au-Prince, Haïti
Tél. +509 37 35 22 44
E-mail: info@geotechsol.com