



Port-au-Prince, le 22 mars 2017

La Direction Technique
N/Référence : DT/JC/jc/18/423
Dossier : B-18/215

*CONSTRUCTION DES BÂTIMENTS DEVANT LOGER LE CENTRE DE FORMATION
PROFESSIONNELLE ET TECHNIQUE DES CAYES (CFPTC)*

Études géotechniques et géophysiques du site

Rapport définitif

CLIENT : PROGRAMME DES NATIONS UNIES POUR LE DÉVELOPPEMENT (PNUD)

Port-au-Prince, le 05 Avril 2018

La Direction Technique

N/Référence : DT/SSV/cf/18/453

Dossier : B-18/215

Monsieur Safiou Eso Ouro-Doni
Directeur Adjoint de Pays
PNUD/HAÏTI

En Ses Bureaux.-

Projet : Construction des bâtiments devant loger le centre de formation professionnelle et technique des Cayes.

Objet : Transmission de rapport

Monsieur le Directeur Adjoint,

La Direction Générale du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) vous présente ses compliments et a l'avantage de vous faire parvenir, sous ce couvert, le rapport relatif à la campagne de reconnaissance, d'études géotechniques et géophysiques du site dans le cadre du projet susmentionné.

Cette Direction Générale vous souhaite bonne réception de son courrier et vous prie de croire, Monsieur le Directeur Adjoint, en les meilleurs services du LNBTP.

LABORATOIRE NATIONAL DU BÂTIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS

Yves-Eric JOSEPH, Ing.
Directeur Général

FICHE D'IDENTIFICATION DE RAPPORT TECHNIQUE

1. N° DOCUMENT: <i>DT/JC/jc/18/423</i>	2. N° DOSSIER: <i>B-18/215</i>	3. N° CONTRAT:
4. PROJET: Construction des bâtiments devant loger le Centre de Formation Professionnelle et Technique des Cayes (CFPTC).		
5. TITRE ET SOUS-TITRE DU DOCUMENT: ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET GÉOPHYSIQUES		
6. REDACTEUR(S): JULES CUPIDON (GÉOTECHNICIEN) JULIO JEAN PHILIPPE (GÉOPHYSICIEN)	7. DIRECTION: DIRECTION TECHNIQUE	8. DATE DU DOCUMENT: 04-09-17
9. CLIENT (NOM ET ADRESSE): MONSIEUR SAFIOU ESSO OURO-DONI	10. TYPE DE DOCUMENT: RAPPORT DÉFINITIF	11. DATE DE LA COMMANDE:
12. RESUME: Dans le cadre du projet de construction des bâtiments devant loger le Centre de Formation Professionnelle et Technique des Cayes (CFPTC), le Programme des Nations Unies pour le Développement (PNUD), représenté par Monsieur Safiou Ezzo Ouro-Doni, a sollicité les services du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics(LNBTP), en vue d'entreprendre une campagne de reconnaissance et d'études géotechniques et géophysiques du site devant accueillir lesdits bâtiments. Cette campagne, réalisée en février 2018, vise à définir les conditions existantes du sous-sol en vue de concevoir les fondations des bâtiments projetés. À cet effet, cinq (5) essais au pénétromètre dynamique approfondis à 8.00 mètres, deux puits manuels creusés à 3.00 mètres de profondeur et des essais sismiques ont été réalisés. L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins homogène dans le plan horizontal et plus ou moins hétérogène dans le plan vertical. Dans tous les points d'essais la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est faible en dessous des deux mètres supérieurs. Les valeurs moyennes de résistances varient de 1.70 MPa à 5.20 MPa dans les deux mètres supérieurs. Elle chute en dessous de 2.00 mètres et reste en moyenne autour de 1.00 MPa sauf, en PD5 où la résistance moyenne est de 2.00 MPa. Les résultats des essais de laboratoire, obtenus à partir des échantillons prélevés dans les puits manuels, indiquent l'existence d'un sous-sol constitué en P1 d'une couche d'argile peu plastique surmontant une couche de sable limoneux. Cette couche de sable limoneux est sus-jacente à une couche de grave propre mal graduée. Cette dernière est reposée sur une couche de limon peu plastique. En P2, cette couche d'argile peu ou très plastique est entrecoupée par la couche de grave propre mal graduée rencontrée en P1. La vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 mètres de profondeur est de 267.0 m/s. Selon le code IBC, le site est de classe D. Les graphes obtenus des essais H/V montrent des pics autour de 1.67 Hz. Il y a risque d'effets de site lithologique. Les paramètres du spectre d'accélération de dimensionnement suivant le code IBC sont : $PGA=S_a(0) = 0.35g$, $SD_s = 0.88g$ et $SD_1 = 0.42g$.		

Tenant compte du faible pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles par radier général peut être envisagé. Le radier peut être établi sur un coussin de remblai de 1.00 m d'épaisseur, soigneusement compacté, après excavation d'une épaisseur minimale de sol en place de 40 cm. La contrainte minimale admissible de 0.05 MPa ou 0.50 bar peut-être retenue en dessous des deux mètres supérieurs du sous-sol dans la couche d'argile. La contrainte admissible du remblai compacté peut être prise égale à 1.0 bar.

Le site est situé sous l'influence de la faille active de la presqu'île du sud à environ 6.0 à 7.0 km. Il est donc classé comme étant à sismicité élevée et donc vulnérable aux effets sismiques. La structure des ouvrages projetés doit être précisée par un spécialiste en calculs des structures.

13. MOTS-CLES: Etudes géotechnique Et géophysique, fondations superficielles, pénétromètre dynamique, sismicité, contrainte admissible.	14. LISTE DE DISTRIBUTION: Monsieur Pierre-Richard VIVY	15. NOMBRE DE PAGES: 43	
		16. VERSION:	
		PROVISOIRE. <input type="checkbox"/>	DÉFINITIVE <input checked="" type="checkbox"/>

AVANT PROPOS

Dans le cadre du projet de construction des bâtiments devant loger le Centre de Formation Professionnelle et Technique des Cayes (CFPTC), le Programme des Nations Unies pour le Développement (PNUD), représenté par Monsieur Safiou Ezzo Ouro-Doni, a sollicité les services du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics(LNBTP), en vue d'entreprendre une campagne de reconnaissance et d'études géotechniques et géophysiques du site devant accueillir lesdits bâtiments. Cette campagne, réalisée en février 2018, vise à définir les conditions existantes du sous-sol en vue de concevoir les fondations des bâtiments projetés.

Le présent document tient lieu de rapport définitif relatif à ces études. Sa structure se définit comme l'indique la table des matières.

TABLE DES MATIÈRES

AVANT PROPOS	2
I. INTRODUCTION	6
A. <i>Objectifs de la campagne de reconnaissance</i>	6
B. <i>Situation existante</i>	6
II. MÉTHODOLOGIE D'INVESTIGATION	7
A. <i>Pénétromètres dynamiques</i>	7
B. <i>Puits manuels</i>	7
C. <i>Essais Géophysiques</i>	8
1- <i>Méthode Masw</i>	8
2- <i>Mesure H/V</i>	8
III. RECONNAISSANCE ET ESSAIS IN SITU.....	9
A. <i>Données géologiques</i>	9
B. <i>Synthèse hydrogéologique</i>	9
C. <i>Sismicité</i>	10
D. <i>Résultats des essais in-situ</i>	11
1. <i>Pénétromètre dynamique</i>	11
2. <i>Puits manuels</i>	13
3. <i>Essais géophysiques</i>	13
IV. ESSAIS DE LABORATOIRE.....	15
A. <i>Résultats des essais de laboratoire</i>	15
V. ÉVALUATION DU RISQUE DE LIQUÉFACTION.....	16
A. <i>Critères de liquéfaction</i>	16
VI. PRÉDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS.....	17
B. <i>Type de fondation et profondeur d'ancrage.</i>	17

C. Justification des fondations	17
1. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support.....	17
a. Contrainte admissible.....	17
b. Contrainte de service.....	17
2. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du radier par rapport aux charges appliquées.....	18
a. Vérification de l'épaisseur du radier.....	18
3. Évaluation des tassements.....	18
b. Tassements de consolidation primaire.....	19
VII. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	20
VIII. LIMITES DU PRÉSENT RAPPORT ET RÉSERVES	21
IX. BIBLIOGRAPHIE	23
X. ANNEXES	24
ANNEXE A. – DIAGRAMME DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE.....	25
ANNEXE B. – COURBES GRANULOMÉTRIQUES.....	26
ANNEXE C – PROFILS DE VITESSE DES ONDES DE CISAILEMENT.....	27
ANNEXE D – SPECTRE DE RÉPONSE.....	28
ANNEXE E– TABLEAU DE CLASSIFICATION DE SOL SUIVANT IBC.....	29
ANNEXE F – GRAPHIQUES H/V.....	30



Table des Figures

<i>Figure # 1. – Vue du site.</i>	6
<i>Figure # 2. –Vue des parois des puits manuels</i>	7
<i>Figure # 3. –Vue des parois des puits manuels</i>	8
<i>Figure # 4. –Géologie du site</i>	9
<i>Figure # 5. –Hydrogéologie du site</i>	10

Figure # 6. - *Accélération maximale au sol (%g) avec 2% de probabilité de dépassement en 50 ans...* 11
Figure # 7. - *Coupe verticale d'une section de radier*..... 18

Liste des Tableaux

Tableau # 1- *Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible PD1 à PD5* 12
Tableau # 2- *Coordonnées des puits*..... 13
Tableau # 3- *Résultat des essais MASW* 13
Tableau # 4- *Résultat des essais de laboratoire* 15
Tableau # 5- *Valeur des coefficients pour le calcul du tassement de consolidation primaire*. 19

I. INTRODUCTION

A. Objectifs de la campagne de reconnaissance

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 ;
- ✓ prélèvements d'échantillons de sol en vue de la réalisation d'essais physico-mécaniques en laboratoire;
- ✓ détermination de la classe de sol du site selon le code IBC ;
- ✓ détermination de la fréquence du sol ;
- ✓ proposition d'une solution des fondations en fonction des éléments communiqués ;
- ✓ évaluation du risque de liquéfaction ;
- ✓ évaluation des tassements.

B. Situation existante

Le site sur lequel sera construit les bâtiments est situé dans la ville des Cayes dans le département du sud. Il a une surface topographique de faibles pentes et est recouvert de végétation. Le pourtour du terrain est clôturé en maçonnerie de bloc. Il est repéré par les coordonnées GPS suivantes : Nord $18^{\circ}12'59.96''$; Ouest : $73^{\circ}46'17.65''$. La figure #1 montre une vue du site.



Figure # 1. – Vue du site.

II. MÉTHODOLOGIE D'INVESTIGATION

Pour atteindre les objectifs fixés, cinq (5) essais de pénétration dynamique, PD1, PD2, PD3, PD4 et PD5 approfondis à 8.00 mètres, deux (2) puits manuels, P1 et P2, descendus à 3.00 mètres de profondeur, un (1) profil sismique, un (1) profil de vitesse d'ondes de cisaillement et deux mesures H/V ont été prévus.

A. Pénétromètres dynamiques

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer un train de tiges dans le sol, à l'extrémité duquel est placée une pointe conique de 19.95 cm^2 dont le diamètre (5.04 cm) est supérieur à celui du train de tiges. 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 63.50 kgf tombant en chute libre d'une hauteur constante de 50 cm. L'opérateur compte le nombre de coups nécessaires pour enfoncer successivement une longueur de 20 cm du train de tiges jusqu'à atteindre la profondeur totale prévue. À partir de ces données, le profil de résistance du sol en fonction de la profondeur atteinte par la pointe est tracé. Le pénétromètre utilisé pour l'essai est un appareil de type BORROS.

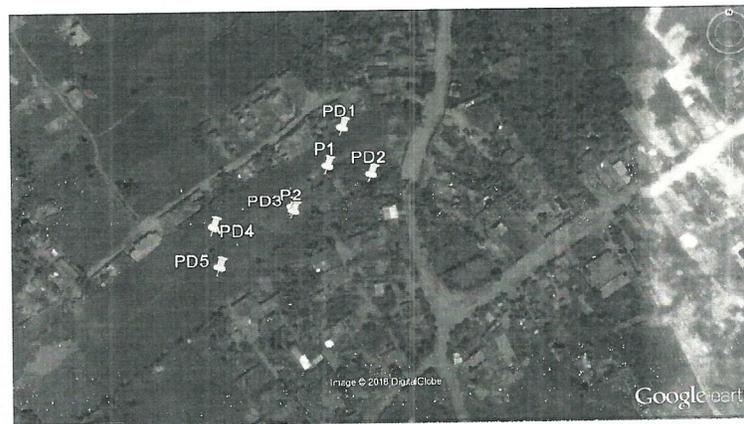


Figure # 2. –Vue des parois des puits manuels.

B. Puits manuels

Les puits manuels ont été creusés à la pelle et à la pioche. Ils permettent d'identifier la nature et l'épaisseur des couches traversées et de prélever des échantillons intacts et/ou remaniés de sol en place en vue de la réalisation d'essais physico-mécaniques en laboratoire.

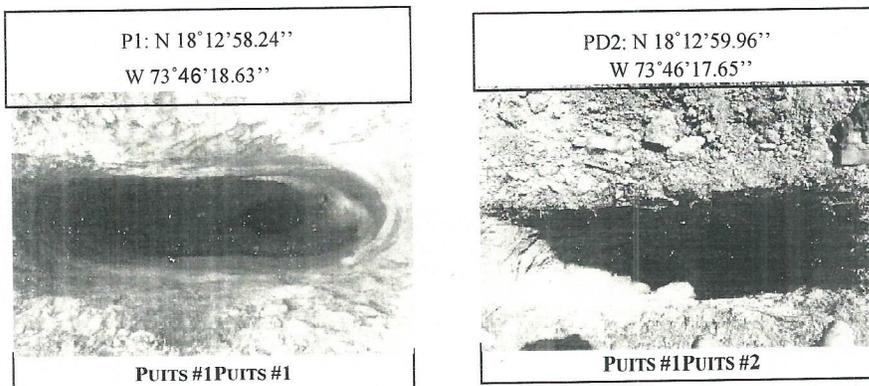


Figure # 3. –Vue des parois des puits manuels.

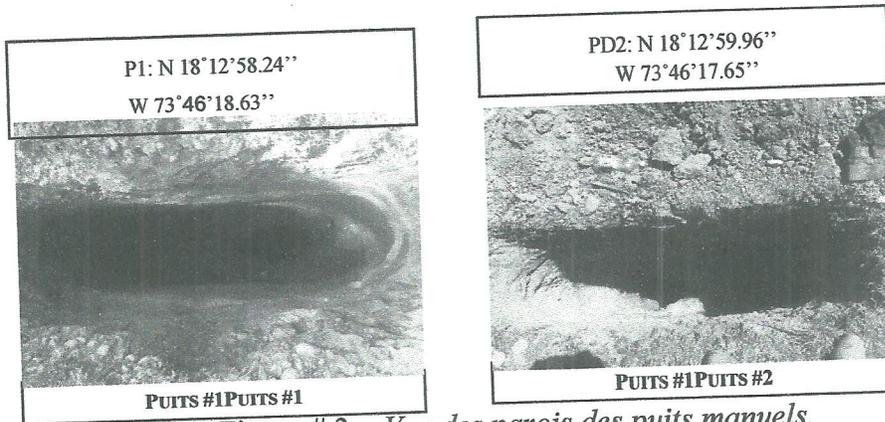


Figure # 3. – Vue des parois des puits manuels.

C. Essais Géophysiques

1- Méthode Masw

La méthode MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) est une méthode active qui utilise une source (masse, fusils) pour créer une onde de choc qui va se propager dans le sol. L'enregistrement a été réalisé sur une période d'une seconde et permet d'enregistrer une séquence représentative de la propagation des ondes de surface dans le terrain. La dispersion des ondes de surface est ensuite obtenue par la méthode FK (Fréquence – Nombre d'onde) qui correspond à une transformée suivie d'un déphasage du signal dans le domaine de Fourier. Le matériel nécessaire pour effectuer des mesures sismiques d'ondes de surface est composé des éléments suivants :

- une centrale d'acquisition de données sismique ;
- des géophones ;
- une source impulsionnelle ou vibratoire.

Pour cette étude, la centrale d'acquisition de données sismique Géode et 24 géophones de fréquence propre 4.5 Hz, associés à une flûte sismique 24 traces ont été utilisés. La source est un marteau de 8 kg.

Les données sismiques ont été traitées avec le logiciel Seismager qui permet de déterminer le profil vertical de vitesse des ondes de cisaillement (V_s).

2- Mesure H/V

La méthode H/V bruit de fond, issue des travaux de Nogoshi-Nakamura, consiste à enregistrer le bruit ambiant du sol. Le rapport spectral des composantes horizontales sur verticale permet d'obtenir les valeurs de la fréquence propre du site au point considéré et de détecter l'effet du site. L'appareil de mesure (de marque TROMINO) est de petite taille (~15 cm) facilement manipulable sur le terrain. Il est placé directement sur le sol, puis recouvert d'une boîte en plastique lestée d'une pierre pour atténuer les effets du vent. L'appareil enregistre les vibrations horizontales et verticales du sol pendant une durée d'environ 30 mn. Pendant la mesure, aucune perturbation à proximité du capteur (personnes qui passent, voitures ...) n'a pas été permise. Le rapport H/V est représenté sur une bande de fréquence allant de 0.1Hz à 30 Hz environ. L'interprétation se fait entre 0.4-0.5Hz et 10 Hz : en dessous de 0.4 Hz, on est en limite des capacités de l'appareil et l'indication n'est pas fiable. Au-delà de 10 Hz, les signaux correspondent à du bruit industriel ou à des réponses des couches superficielles.

III. RECONNAISSANCE ET ESSAIS IN SITU

A. Données géologiques

Selon les informations fournies par la carte géologique de la République d'Haïti préparée par le Bureau des Mines et de l'Énergie (BME), les faciès rencontrés appartiennent aux formations d'alluvions, cônes d'épandages fluviales, éboulis, mangroves.

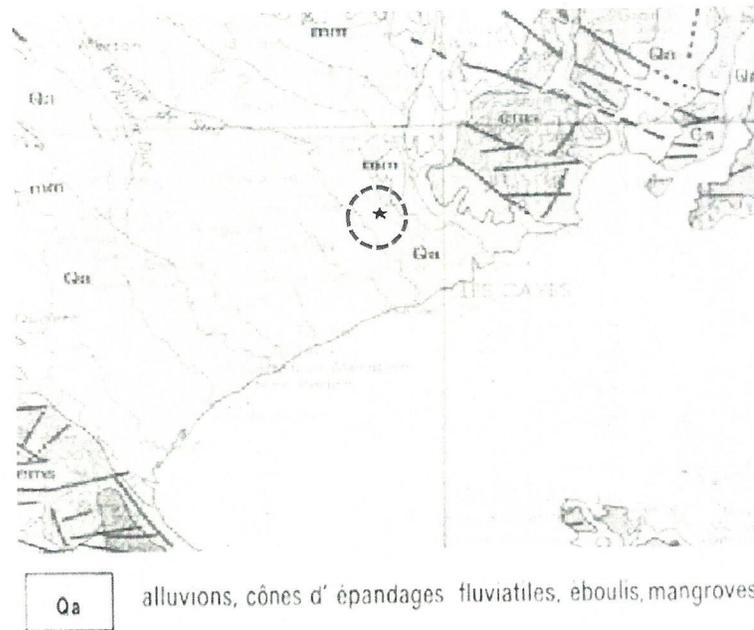


Figure # 4. –Géologie du site

B. Synthèse hydrogéologique

Suivant les informations fournies par la carte hydrogéologique de la République d'Haïti au 1/250 000^e dressée par le *programme des Nations Unies 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, sur le plan hydrogéologique, appartiennent à des formations aquifères alluviaux à nappe libre. Le sous-sol dans les 2 mètres supérieurs n'est pas saturé mais au-dessous de 3 mètres dans la couche d'argile le sous-sol est saturé.



Figure # 5. –Hydrogéologie du site.

C. Sismicité

Les résultats d'analyses d'aléa sismique, selon USGS (1), pour une probabilité de dépassement en 50 ans de 2% fournissent les informations suivantes : $S_s = 1.32 \text{ g}$ et $S_1 = 0.42 \text{ g}$.

Les résultats des essais géophysiques réalisés sur le terrain et les analyses de l'aléa sismique de la zone permettent de définir les paramètres du spectre d'accélération de dimensionnement suivant le code IBC dont, les valeurs sont : $PGA = S_a(0) = 0.35 \text{ g}$, $SD_s = 0.88 \text{ g}$ et $SD_1 = 0.42 \text{ g}$. La courbe de spectre de réponse pour le dimensionnement parasismique des bâtiments projetés est donnée en annexe D de ce rapport.

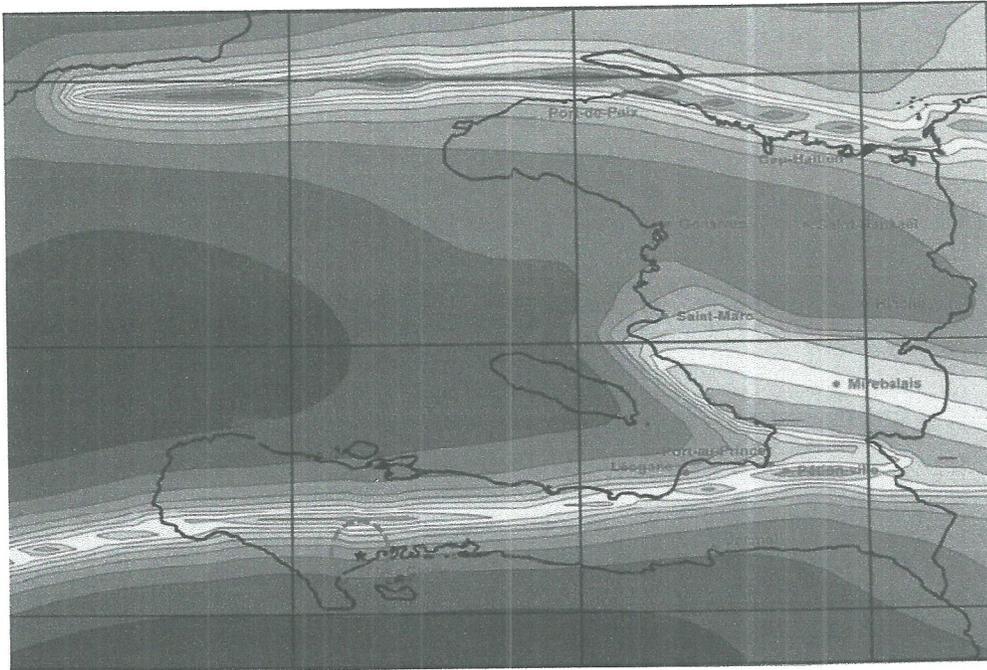


Figure # 6. –Accélération maximale au sol (%g) avec 2% de probabilité de dépassement en 50 ans.

D. Résultats des essais in-situ

1. Pénétromètre dynamique

Les résultats des essais pénétrométriques sont présentés dans le tableau #2. Les contraintes admissibles sont calculées en appliquant un coefficient de sécurité $F=20$ aux résistances dynamiques de rupture en pointe. Les pénétrogrammes se trouvent en annexe A. Dans ces diagrammes, la résistance dynamique de rupture en pointe est exprimée en MPa et la profondeur en mètre. L'échelle des coordonnées est numérique.

Tableau # 1- Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible PD1 à PD5

NUMERO ESSAI	COORDONNEES GEOGRAPHIQUES	PROFONDEUR EN METRE	RESISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE RD EN MPA			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
			Max	moyenne	min	Max	moyenne	min
PD1	18° 12' 59.96" N 73° 46' 17.65" W	0.20 – 1.20	7.00	3.80	2.30	3.50	1.90	1.15
		1.20 – 2.40	23.00	6.10	1.50	11.50	3.05	0.75
		1.40 – 8.00	3.70	1.00	0.40	1.85	0.50	0.20
PD2	18° 12' 59.01" N 73° 46' 17.09" W	0.20 – 2.20	8.60	2.20	1.00	4.30	1.10	0.50
		2.20 – 8.00	3.30	0.40	1.50	1.65	0.20	0.75
PD3	18° 12' 58.32" N 73° 46' 18.65" W	0.20 – 2.20	9.10	1.70	1.10	4.55	0.85	0.55
		2.20 – 8.00	2.70	1.50	0.40	1.45	0.75	0.20
PD4	18° 12' 57.92" N 73° 46' 20.21" W	0.20 – 2.20	6.60	3.20	2.70	3.30	1.60	1.35
		2.20 – 8.00	2.20	1.40	0.40	1.10	0.70	0.20
PD5	18° 12' 57.13" N 73° 46' 19.55" W	0.20 – 2.20	30.70	2.20	1.70	15.35	1.10	1.35
		2.20 – 5.20	7.70	1.40	0.40	3.85	0.70	0.20
		5.20 – 5.80	10.60	10.20	1.60	5.30	5.10	0.80
		5.80 – 8.00	10.60	2.30	1.20	5.30	1.15	0.60

L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins homogène dans le plan horizontal et plus ou moins hétérogène dans le plan vertical. Dans tous les points d'essais la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est faible en dessous des deux mètres supérieurs. Les valeurs moyennes de résistances varient de 1.70 MPa à 5.20 MPa dans les deux mètres supérieurs. Elle chute en dessous de 2.00 mètres et reste en moyenne autour de 1.00 MPa sauf, en PD5 où la résistance moyenne est de 2.00 MPa.

2. Puits manuels

Les puits manuels permettent d'une part, l'identification visuelle des différentes couches traversées et, d'autre part, le prélèvement d'échantillons de sol aux fins d'essais physico-mécaniques en laboratoire. Lors de cette campagne géotechnique des échantillons de sol remaniés ont été prélevés. Le tableau #3 de la page suivante indique les coordonnées des puits et l'identification visuelle des couches rencontrées.

Tableau # 2- Coordonnées des puits.

Numéro des puits	Coordonnées géographiques	
P1	N 18°12'59.19"	W 73°46'17.95"
P2	N 18°12'58.24"	W 73°46'18.63"

3. Essais géophysiques

a) MASW

Un (1) profil Vs a été réalisé afin de déterminer la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs (V_{S30}). Le paramètre V_{S30} sert ensuite à classer le site afin de tracer le spectre de réponse du sol pour le dimensionnement parasismique de l'ouvrage projeté. Le profil a été réalisé sur une longueur de 48.0 m et les géophones ont été placés à 2.0 m les uns des autres. Le tableau #4 donne les résultats de MASW de l'essai.

Tableau # 3- Résultat des essais MASW

Longueur du profil(m)	Profondeur investiguée (m)	Distance entre le géophones (m)	V_{S30} m/s	Classe du sol (D)
48	30.00	2.00	267.0	180.0 < V_{S30} < 360.0

Le profil Vs indique une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30.0 m de profondeur (V_{S30}) estimé à 267 m/s. Le site est classé D suivant le code IBC. Le profil de vitesse des ondes de cisaillement est donné en annexe.

b) Résultats des essais H/V

Les mesures H/V ont été réalisées avec l'appareil de mesure des bruits de fonds Tromino. Le temps de mesure a été fixé à 30 minutes.

Les données recueillies sur le site ont été analysées à l'aide du logiciel Grilla. Les graphiques H/V présentent des pics autour de 1.67 à 1.69 Hz. Il y a risque d'effets de site lithologique. Les graphiques H/V sont en annexe D de ce rapport.

IV. ESSAIS DE LABORATOIRE

Dans le but de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques des différentes couches traversées, les essais de laboratoire suivants ont été programmés sur les échantillons prélevés :

- détermination de la teneur en eau naturelle ;
- détermination des limites d'Atterberg et/ou de l'équivalent de sable ;
- analyse granulométrique par tamisage;
- analyse granulométrique par sédimentation ;
- détermination du poids volumique des grains solides du sol ;

A. Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais réalisés, présentés en annexes B de ce rapport, sont résumés dans le tableau #4.

Tableau # 4- Résultat des essais de laboratoire

Puits	Profondeur (m)	Dénomination Géotechnique	Distribution pondérale des grains en mm						Poids volumique (tf/m ³)	Teneur en eau	Limites d'Atterberg	
			% passant sur tamis d'ouverture								grains γ _s	W _{nat} (%)
			5mm	2mm	0.42mm	80μ	5μ	2μ				
P1	0.15-0.60	Argile peu plastique (Ap)	*	97	88	57	*	22.10	2.61	9.13	40.20	17
	0.60-1.50	Sable limoneux SI	*	100	95	25	*	7.50	*	9.37	*	*
	1.50-2.50	Grave propre mal graduée (Gm)		32	16	3.0	*	1.00	2.69	2.06	*	*
	2.50-3.00	Limon peu plastique Lp	*	98	95	57	*	18.30	2.67	26.55	*	*
P2	0.17- 0.55	Argile peu plastique (Ap)	*	97	88	57	*	22.1	2.61	9.13	40.20	17
	0.55-2.60	Grave propre mal graduée Gm	*	32	16	3.0	*	1.00	2.69	2.06	*	*
	2.60-3.00	Argile très plastique (At)	*	100	99	93	*	40.20	2.605	29.90	52	36

Les résultats des essais de laboratoire, obtenus à partir des échantillons prélevés dans les puits manuels, indiquent l'existence d'un sous-sol constitué en P1 d'une couche d'argile peu plastique surmontant une couche de sable limoneux. Cette couche de sable limoneux est sus-jacente à une couche de grave propre mal graduée. Cette dernière est reposée sur une couche de limon peu plastique. En P2, cette couche d'argile peu ou très plastique est entrecoupée par la couche de grave propre mal graduée rencontrée en P1.

V. ÉVALUATION DU RISQUE DE LIQUÉFACTION

A. Critères de liquéfaction

1. Sables, sables vaseux et silts

Une couche de sable est liquéfiable si les conditions suivantes sont réunies :

- 1) degré de saturation S_r voisin de 100% ;
- 2) granulométrie uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15 ;$$

- 3) diamètre à 50% de passant (D_{50}) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm ;

2. Sols argileux

On considère un sol fin plus ou moins cohérent et saturé comme susceptible de se liquéfier si les trois conditions 1 à 3 définies ci-après sont simultanément vérifiées ou si la condition 4 est vérifiée :

- 1) moins de 15% d'éléments de diamètre inférieur à 0.005 mm ;
- 2) limite de liquidité W_L inférieure à 35 ;
- 3) teneur en eau W supérieure à 90% de la limite de liquidité ; ce qui s'écrit :
 $W_{nat} > 0.90 \times W_L ;$
- 4) teneur en eau W supérieure à 85% de la limite de liquidité et l'indice plastique inférieure à 12 ;

Ce qui s'écrit : $W_{nat} > 0.85 \times W_L$ et $I_p \leq 12$.

Le sous-sol dans les 2 mètres supérieurs n'est pas saturé mais au-dessous des 3 mètres dans la couche d'argile le sous-sol est saturé. Cependant les conditions de liquéfaction dans la couche d'argile ne sont pas vérifiées simultanément.

VI. PRÉDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

A. Description des ouvrages

Le projet consiste en la construction des Centres de Formation Professionnelle et Technique des Cayes (CFPTC). Aucune information relative aux charges qui seront transmises au sous-sol n'a été communiquée au Laboratoire. Les calculs de prédimensionnement des fondations pourront être entrepris une fois que ces données sont rendues disponibles par le client.

B. Type de fondation et profondeur d'ancrage.

Toutefois, tenant compte du faible pouvoir portant du sous-sol en dessous des deux mètres supérieurs et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles par radier général peut être envisagé. Le radier peut être établi sur un coussin de remblai de 1.00 m d'épaisseur, soigneusement compacté, après excavation d'une épaisseur minimale de sol en place de 40 cm. La contrainte minimale admissible des fondations dans la couche d'argile est de l'ordre de 0.5 dans les deux mètres supérieurs, la contrainte admissible du remblai compacté est de l'ordre de 1.0 bar.

C. Justification des fondations

La justification des fondations tient compte des conditions de sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support, vis-à-vis du poinçonnement du radier par rapport aux charges appliquées et vis-à-vis du tassement du sol support.

1. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support

a. Contrainte admissible

La contrainte admissible peut être calculée à partir de la résistance dynamique de pointe à la rupture, déduite de la formule de battage des Hollandais. S'agissant de fondations superficielles ancrées dans du sable ou de l'argile, la contrainte admissible est obtenue en appliquant à la résistance dynamique de rupture un coefficient de sécurité $F=20$, soit : $Q_a = R_p/20$

Q_a , représente la contrainte admissible

R_p , résistance dynamique de rupture en pointe

À partir de la profondeur de 2.20 m, la résistance dynamique minimale de rupture en pointe du sous-sol est de l'ordre de 1.0 MPa, soit 10.0 bars en considérant le pénétrogramme PD5.

$$q_{adm} = 10.0/20 \text{ bar} = 0.50 \text{ bar.}$$

b. Contrainte de service

Considérant les charges de service verticales et centrées sur le radier, la contrainte de service sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec : Q_{ser} , la charge verticale totale transmise par les colonnes et le poids du radier ;

B et L: la largeur et la longueur du radier.

La contrainte de service due à la charge appliquée doit être inférieure en tout point du sous-sol à la contrainte admissible du radier ($Q_{ser} < Q_{adm}$).

2. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du radier par rapport aux charges appliquées

a. Vérification de l'épaisseur du radier

L'épaisseur minimale du radier pour assurer le non-poinçonnement de celui-ci est donnée par la formule suivante:

$$\frac{1.5Q}{P_c \times h_{01}} \leq 1.2\sigma_t$$

Dans laquelle :

Q, représente la charge axiale d'une colonne appliquée sur le radier ;

P_c , le périmètre de la section médiane de la partie du radier influencée par la colonne.

$$P_c = 4h_{01} + 2a + 2b;$$

a et b étant les dimensions de la colonne;

h_0 , l'épaisseur du radier;

σ_t , la contrainte de traction de référence du béton utilisé ($\sigma_t = 7.10$ bars pour un béton strictement contrôlé).

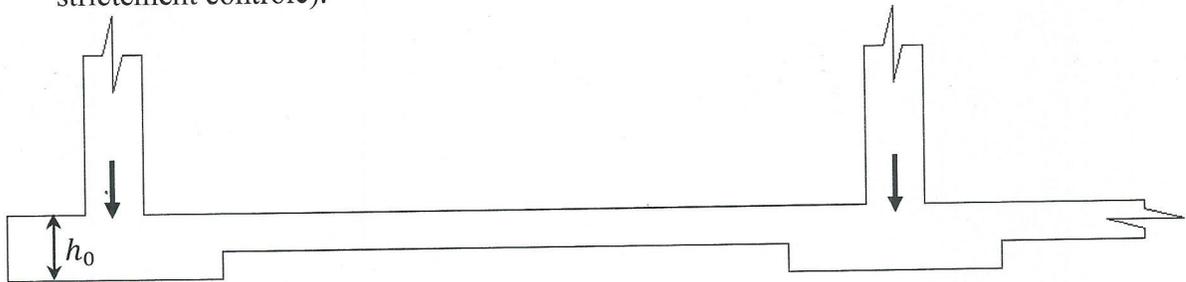


Figure # 7. - Coupe verticale d'une section de radier

3. Évaluation des tassements

Le milieu sous la fondation en dessous de deux mètres étant cohérent et saturé, deux composantes du tassement sont à craindre : le tassement instantané, qui peut être faible et le tassement de consolidation primaire de la couche d'argile.

a. Le tassement instantané peut être estimé à partir de la formule suivante :

$$s = f \times \frac{1 - \nu^2}{E} \times B \times q$$

Où :

s, représente le tassement au point considéré ; B, la largeur du radier ;

q, la pression moyenne appliquée sur le radier ;

f, un coefficient qui dépend de la forme du radier, de sa rigidité. E, le module d'élasticité statique ; ν , le coefficient de Poisson.

b. Tassements de consolidation primaire

Le tassement de consolidation primaire sera évalué dans la couche d'argile en dessous des fondations. Cette couche sera subdivisée en des sous-couches d'un mètre d'épaisseur maximale au milieu desquelles les tassements de consolidation primaire seront évalués.

Au milieu de la couche, le tassement de consolidation primaire provoqué par la surcharge ajoutée au poids des terres est déterminé par la formule suivante :

$$s = \frac{H}{1+e_0} C_c \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) + \frac{H}{1+e_0} C_g \text{Log} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) \text{ pour des sols sur-consolidés}$$

où

$$s = \frac{H}{1+e_0} C_g \text{Log} \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right) \text{ pour des sols sous-consolidés}$$

H : l'épaisseur de la sous-couche;

C_g: l'indice de gonflement (0.25.C_c);

C_c : l'indice de compression;

e₀ : l'indice des vides initial (0.25-1.80 pour la couche d'argile)

σ'_c : Pression de consolidation déterminée à partir de la formule de Stas et Kulhary

σ'_c = 10^(1.11-1.62*IL) × σ_a où σ_a représente la pression atmosphérique (1,01325kPa)

Tableau # 5- Valeur des coefficients pour le calcul du tassement de consolidation primaire.

INDICE DE COMPRESSION C _c	INDICE DE GONFLEMENT C _g	CONTRAINTE DE CONSOLIDATION σ' _c kN/m ²
$C_c = 0.141 \times \gamma_s^{1.2} \left(\frac{1+e_0}{\gamma_s} \right)^{2.38}$	0.25C _c	$10^{(1.11-1.62IL)} \times \sigma_a$

C_c est évalué en utilisant la formule empirique de Rendon-Herrero.

Les calculs seront effectués par le client une fois que les charges seront précisées.

VII. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins homogène dans le plan horizontal et plus ou moins hétérogène dans le plan vertical. Dans tous les points d'essais la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est faible en dessous des deux mètres supérieurs. Les valeurs moyennes de résistances varient de 1.70 MPa à 5.20 MPa dans les deux mètres supérieurs. Elle chute en dessous de 2.00 mètres et reste en moyenne autour de 1.00 MPa sauf, en PD5 où la résistance moyenne est de 2.00 MPa.

Tenant compte du faible pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles par radier général peut être envisagé. Le radier peut être établi sur un coussin de remblai de 1.00 m d'épaisseur, soigneusement compacté, après excavation d'une épaisseur minimale de sol en place de 40 cm. La contrainte minimale admissible de 0.05 MPa ou 0.50 bar peut-être retenue en dessous des deux mètres supérieurs du sous-sol dans la couche d'argile. La contrainte admissible du remblai compacté peut être prise égale à 1.0 bar.

Les résultats des essais de laboratoire, obtenus à partir des échantillons prélevés dans les puits manuels, indiquent l'existence d'un sous-sol constitué en P1 d'une couche d'argile peu plastique surmontant une couche de sable limoneux. Cette couche de sable limoneux est sus-jacente à une couche de grave propre mal graduée. Cette dernière est reposée sur une couche de limon peu plastique. En P2, cette couche d'argile peu ou très plastique est entrecoupée par la couche de grave propre mal graduée rencontrée en P1.

La vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 m de profondeur est estimée à 267.0 m/s. Le site est classé D suivant le code IBC.

Les graphiques H/V présentent des pics autour de 1.67 Hz. Il y a risque d'effet de site lithologique. Il faut éviter autant que possible la résonance du bâtiment avec le sol dans les calculs parasismiques de l'ouvrage.

Le site est situé sous l'influence de la faille active de la presqu'île. Il est donc classé comme étant à sismicité élevée. La structure des ouvrages projetés doit être précisée par un spécialiste en calculs des structures.

VIII. LIMITES DU PRÉSENT RAPPORT ET RÉSERVES

Les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport se rapportent à un projet spécifique tel que décrit dans ledit rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni à aucun autre site. Si le projet est modifié du point de vue de la conception, de l'emplacement ou de l'élévation, le LNBTP devra être consulté de façon à réviser la validité des recommandations données dans le présent rapport.

Les recommandations données dans ce rapport ne servent qu'à guider l'ingénieur concepteur. Les entrepreneurs soumissionnaires ou exécutant les travaux devront compter sur leurs propres interprétations des résultats factuels des sondages pour déterminer de quelle manière les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques peuvent affecter leurs travaux.

Pour conserver l'intégrité de ce rapport et permettre son interprétation avec pertinence, aucune donnée, valeur ou résultat ne peut en être partiellement retiré. Le présent rapport ne doit être utilisé qu'aux fins pour lesquelles il a été préparé.

Certains ou tous les détails de conception et de construction peuvent ne pas être connus au moment de la parution du rapport du LNBTP. Il est donc souhaitable que le LNBTP soit consulté lors de l'étape finale de conception des fondations et de l'étude finale de stabilité des ouvrages et des talus se rapportant aux fondations, aux terrassements. Cette consultation sert à vérifier si la conception corrobore les données et les recommandations géotechniques du rapport du LNBTP.

Il est recommandé que le LNBTP soit consulté pendant la construction, d'abord pour vérifier et confirmer que les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques présentes sur l'ensemble du chantier ne diffèrent pas de celles indiquées dans le rapport du LNBTP.

Les descriptions des couches du sous-sol inscrites dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées en pratique géotechnique. La méthode de classification généralement appliquée par le LNBTP est (LPC- USCS)

Les conditions des couches du sous- sol décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions représentent les fondements qui ont amené à établir les recommandations du rapport. Les conditions des couches du sous-sol peuvent cependant être sensiblement modifiées par les travaux de construction (circulation d'équipements, excavation, dynamitage, etc.) sur le site ou sur les sites voisins. Une excavation peut exposer les sols à des changements de propriétés. Sauf indication contraire, les sols doivent être protégés contre l'effet dommageable de ces changements ou du remaniement pendant la construction.

Les dépôts meubles sont de nature et de propriété variables sur une plus ou moins grande superficie et aussi en profondeur. Ce rapport ne fournit que des conditions approximatives et ponctuelles de la formation géologique à l'emplacement des essais in-situ, et des mesures géophysiques. Les contacts entre les différentes couches indiquées dans le rapport peuvent être difficiles à distinguer. En effet, la nature des matériaux peut changer progressivement avec la profondeur, de sorte que le contact entre deux couches peut être imprécis et correspond plutôt à une zone de transition (variation latérales des faciès). La précision de la lithologie rencontrée dépend de la méthode d'essais, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage puis de l'homogénéité des sols rencontrés. L'espacement entre les essais, la fréquence d'échantillonnage et le type d'essais dépendent des considérations budgétaires et des délais d'exécution, tous deux établis avant le début des travaux.